



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III
MENGUNAKAN SISTEM *MULTI-SPAN*
CABLE-STAYED DENGAN *FISHBONE MODEL***

RIZKY NUGRAHA
NRP. 3114 106 001

Dosen Pembimbing I
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS.

Dosen Pembimbing II
Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III
MENGUNAKAN SISTEM *MULTI-SPAN*
CABLE-STAYED DENGAN *FISHBONE MODEL***

RIZKY NUGRAHA
NRP. 3114 106 001

Dosen Pembimbing I
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS.

Dosen Pembimbing II
Prof.Tavio, ST., MT., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT-RC14-1501

ALTERNATIVE DESIGN OF MUSI III BRIDGE USING MULTI-SPAN CABLE-STAYED SYSTEM WITH FISHBONE MODEL

RIZKY NUGRAHA
NRP. 3114 106 001

Lecture I
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS.

Lecture II
Prof.Tavio, ST., MT., Ph.D.

CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

**DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III
MENGUNAKAN SISTEM *MULTI-SPAN CABLE-STAYED*
DENGAN *FISHBONE MODEL***

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

RIZKY NUGRAHA

Nrp. 3114106001

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr.Ir.Hidayat Songihardjo M. MS. (Pembimbing I)

2. Prof. Tavio, ST., MT., PhD. (Pembimbing II)



**SURABAYA
JANUARI, 2017**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGUNAKAN SISTEM *MULTI-SPAN CABLE-STAYED* DENGAN *FISHBONE MODEL*

Nama Mahasiswa : Rizky Nugraha
NRP : 3114106001
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing :
1. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS
2. Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D

Abstrak

Pada Tugas Akhir ini membahas mengenai desain alternatif jembatan Musi III yang terdiri dari jembatan utama berupa Multi-span Cable-stayed. Jembatan ini memiliki panjang 960 m yang terbagi dalam 3 bentang utama dengan masing-masing panjang 240 m dan 2 bentang tepi dengan masing-masing panjang 120 m. Konfigurasi kabel jembatan menggunakan fan pattern dengan posisi kabel two inclined planes system. Jembatan memiliki lebar lantai kendaraan 20,5 m (4/UD), lantai kendaraan didesain lebar agar jembatan tahan terhadap efek aerodinamis.

Adapun hasil dari perencanaan ini dibatasi hanya pada elemen uperstructure. Dalam pembahasan ini lantai kendaraan di desain berupa plat beton dengan steeldeck, sedangkan gelagarnya menggunakan balok komposit dan box baja non-komposit. Kemudian stay cable tersusun atas 7-wire strand berdiameter 15,2 mm. Sedangkan pylon didesain menggunakan material beton bertulang. Untuk permodelan struktur utama menggunakan analisa fishbone model dengan pembebanan statis dan dinamis, selanjutnya analisa metode pelaksanaan (staging analysis) menggunakan metode demolishing procedure melalui backward solution dengan menggunakan program bantu MIDAS/Civil. Pembebanan staging analysis adalah berupa reaksi perletakan form traveler akibat berat sendiri dan lantai kendaraan yang diangkat. Selanjutnya jembatan juga dianalisa

stabilitas aerodinamis yang meliputi kontrol terhadap frekuensi alami, efek flutter, dan juga vortex-shedding.

Kata kunci : multi-span cable-stayed, fishbone model, balok komposit, box baja.

ALTERNATIVE DESIGN OF MUSI III BRIDGE USING MULTI-SPAN CABLE-STAYED SYSTEM WITH FISFBONE MODEL

Nama Mahasiswa : Rizky Nugraha
NRP : 3114106001
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing :
1. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS
2. Prof. Tavo, ST, MT, Ph.D

Abstract

This final project aimed to discuss about the alternative design of Musi III bridge which consist of main bridge in the form of Multi-span Cable-stayed. This bridge has span of 960 m and it divided into 3 main spans with each length of 240 m and 2 side spans with each length of 120 m. Cable bridge configuration using fan pattern with two inclined planes system. The deck of bridge has width of 20,5 m (4/UD), deck was designed as wide deck, so the bridge can resist to aerodynamic effects.

The result of this final project was restricted to the uperstructure element. In this design, the deck of bridge consist of concrete slab with steeldeck, the girders wasusing composite beam and non-composite steel box. Then stay cable is made up of 7-wire strand with diameter of 15,2 mm. While the pylon designed using reinforced concrete material. For the main structure modeling was using fishbone model analysis with static load and dynamic load. Staging analysis was using demolishing procedure method through backward solution using MIDAS/Civil program. The load of staging analysis was taken from form-traveler joint reaction due to its self weight and the deck that lifted by form-traveler. Then, the bridge also analyzed aerodinamic stability which include control of natural frequency, flutter effect, and also vortex shedding effect.

Keywords :multi-span cable-stayed, fishbone model, composite beam, steel box.

KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah Tuhan Semesta Alam atas segala rahmat dan karunia-Nya lah sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul : “Desain Alternatif Jembatan Musi III Menggunakan Sistem *Multi-Span Cable-Stayed* dengan *Fishbone Model*”.

Pada perencanaan jembatan bentang panjang ini diuraikan perihal mengenai perencanaan untuk lantai kendaraan, gelagar jembatan, kabel, dan menara. Dalam penulisan Tugas Akhir ini penulis menyadari masih terdapat kekurangan, maka dari itu kritik dan saran yang membangun sangatlah diharapkan demi kesempurnaan dalam pembuatan Tugas Akhir ini.

Pada akhir kata, penulis ingin menyampaikan rasa terima kasih kepada :

1. Teristimewa kepada orang tua penulis Bapak Hasan dan Ibu Ade Hadijah.
2. Bapak Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo Masiran, MS., selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
3. Bapak Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D., selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
4. Rekan-rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas Akhir ini.

Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat membawa manfaat baik bagi penulis sendiri maupun umum.

Surabaya, 24 Januari 2017

(Penulis)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

JUDUL TUGAS AKHIR	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK ID	iii
ABSTRAK EN.....	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xxiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.3 Batasan Masalah.....	3
1.4 Tujuan Tugas Akhir.....	4
1.5 Manfaat Tugas Akhir.....	4
BAB II STUDI PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 <i>Multi Span Cable-Stayed Bridges</i>	10
2.3 Sistem Kabel.....	12
2.3.1 Tatapan Sistem Kabel.....	12
2.3.2 Posisi Kabel.....	14
2.3.3 Tipe Kabel	18
2.4 Gelagar (Girder)	19
2.4.1 Material Gelagar	21
2.4.2 Sistem Konstruksi Gelagar	23
2.5 Menara atau <i>Pylon</i>	26
2.5.1 Material <i>Pylon</i>	27
2.5.2 Pengangkuran Kabel.....	27
2.5.3 Tinggi <i>Pylon</i>	27
2.6 Perilaku Aerodinamik.....	28
2.7 Cara <i>Erection</i>	30

2.7.1	<i>Staging Method</i>	31
2.7.2	Teknik <i>Push-Out</i>	32
2.7.3	Cara <i>Cantilever</i>	34
BAB III METODOLOGI		37
3.1	Diagram Alir Perencanaan Jembatan Musi III	37
3.2	Pengumpulan Data dan Studi Literatur	38
3.3	Preliminary Desain	38
3.3.1	Konfigurasi Susunan Kabel	38
3.3.2	Dimensi Gelagar Melintang	39
3.3.3	Dimensi Gelagar Arah Memanjang (Gelagar utama + Gelagar memanjang).....	40
3.3.4	Dimensi Kabel + Anker.....	40
3.3.5	Dimensi <i>Pylon</i>	42
3.4	Desain Struktur Sekunder.....	43
3.4.1	Pelat Lantai Kendaraan.....	43
3.4.2	<i>Railing</i> Jembatan	45
3.5	Gelagar Memanjang dan Gelagar Melintang	45
3.6	Permodelan <i>Fishbone</i>	48
3.6.1	Analisa Statis dan Dinamis Struktur Utama	48
3.6.2	<i>Staging Analysis</i>	52
3.7	Desain Kapasitas Gelagar Utama	53
3.8	Analisa Stabilitas Aerodinamis	53
3.8.1	Frekuensi Alami	53
3.8.2	Efek <i>Vortex-Shedding</i>	54
3.8.3	Efek <i>Flutter</i>	59
3.9	Desain Kabel dan Anker di Gelagar	62
3.10	Penulangan Str. <i>Pylon</i> dan Desain Anker pada <i>Pylon</i>	63
3.11	Menyusun Gambar	64
BAB IV PRELIMINARY DESAIN.....		65
4.1	Tatanan Sistem Kabel.....	65
4.2	Dimensi Gelagar Memanjang.....	68
4.3	Dimensi Gelagar Melintang	69
4.4	Dimensi Gelagar Utama	70
4.5	Dimensi Awal Kabel dan Anker.....	72

4.6	Dimensi Struktur <i>Pylon</i>	79
BAB V STRUKTUR SEKUNDER		83
5.1	Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan	83
5.1.1	Pembebanan.....	84
5.1.2	Hasil Analisa	87
5.1.3	Perhitungan <i>Steeldeck</i> dan Penulangan Pelat	89
5.1.4	Kontrol Geser Pons	96
5.2	Perencanaan Sandaran (<i>Railing</i>).....	97
BAB VI GELAGAR MEMANJANG DAN MELINTANG.....		105
6.1	Gelagar Memanjang Komposit.....	105
6.1.1	Pembebanan.....	106
6.1.2	Hasil Analisa Gaya Dalam	109
6.1.3	Analisa Kapasitas Gelagar.....	110
6.1.4	Kontrol Kapasitas Geser Gelagar Komposit	115
6.1.5	Kontrol Lendutan Gelagar Komposit	117
6.1.6	<i>Shear Connector</i> (STUD).....	120
6.1.7	Sambungan Gelagar Memanjang	122
6.2	Gelagar Melintang Komposit	126
6.2.1	Pembebanan.....	127
6.2.2	Hasil Analisa Gaya Dalam	133
6.2.3	Analisa kapasitas	133
6.2.4	Kontrol Kapasitas Geser Gelagar Komposit	139
6.2.5	Kontrol Lendutan	141
6.2.6	<i>Shear Connector</i> (STUD).....	143
6.2.7	Sambungan Gelagar Melintang	145
BAB VII PEMODELAN DAN ANALISA STRUKTUR UTAMA		153
7.1	Pemodelan Struktur	153
7.2	Analisa Statik	158
7.2.1	Pembebanan.....	159
7.2.2	Hasil Analisa Statis	166
7.3	Analisa Dinamik.....	166
7.3.1	Menghitung Koefisien Respons Gempa Elastik (C_{sm})	169

7.3.2	Kontrol Pengaruh Gempa Arah X (Longitudinal)...	172
7.3.3	Kontrol Pengaruh Gempa Arah Y (Transversal).....	173
7.3.4	Hasil Analisa Dinamis.....	175
7.4	<i>Staging Analysis</i>	176
7.4.1	<i>Backward Solution</i>	182
7.4.2	Pembebanan.....	184
7.4.3	Hasil Analisa	189
7.5	Analisa Gelagar Utama	191
7.5.1	Hasil Analisa Struktur	193
7.5.2	Kontrol Kemampuan Penampang.....	194
7.5.3	Analisa Jika Satu Kabel Putus	201
7.5.4	Sambungan Gelagar Utama (<i>Box Girder</i>)	209
7.5.5	Kontrol Stabilitas Aerodinamis	215
7.5.6	Frekwensi Alami	215
7.5.7	Efek <i>vortex-shedding</i>	218
7.5.8	Efek <i>Flutter</i>	224
7.6	Struktur Kabel	229
7.6.1	Data Perencanaan	229
7.6.2	Gaya Stressing Kabel	231
7.6.3	Analisa Penampang Kabel A_{aktual}	234
7.6.4	Perhitungan Anker Pada Gelagar	235
7.7	Struktur <i>Pylon</i>	240
7.7.1	Gaya pada <i>Pylon</i>	241
7.7.2	Analisa Penampang <i>Pylon</i>	243
7.7.3	Analisa Penampang Kaki <i>Pylon</i>	256
7.7.4	Analisa <i>Top Cross Beam</i>	266
7.7.5	Analisa <i>Lower Cross Beam</i>	271
7.7.6	Analisa Anker Pada <i>Pylon</i>	276
BAB VIII KESIMPULAN		281
8.1	Ringkasan	281
8.2	Kesimpulan.....	283
8.3	Saran.....	284

DAFTAR PUSTAKA	285
LAMPIRAN	

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Strömsund Bridge, Swedia, selesai pada tahun 1955. Bentang utama adalah 182.6 m (599 ft) dan kabel disusun menggunakan <i>pure-fan system</i> . Pylon dan <i>stiffening girder</i> terbuat dari baja. (Sumber: www.pwpeics.se [P.Wahlin].)	8
Gambar 2.2 Susunan <i>cable-stayed</i> a) <i>Two-span</i> ; b) <i>three-span</i> , dan c) <i>multi-span cable-stayed bridge arrangements</i> . <i>Three-span</i> merupakan susunan yang paling umum. (Chen dan Duan, 2014).....	9
Gambar 2.3 <i>Basic load transfer</i> pada <i>cable-stayed</i> . (Chen dan Duan, 2014).....	9
Gambar 2.4 Gambar 2.4. Langkah-langkah agar jembatan <i>multi-span cable-stayed</i> stabil: (a) <i>rigid pylons</i> ; (b) <i>additional tie-down piers</i> ; (c) <i>introduce tie cables from the top of the central pylons to the girder-pylon intersection point at the adjacent pylons</i> ; (d) <i>introduce a horizontal top stay</i> ; (e) <i>crossover stay cables in the main spans</i> . (Chen dan Duan, 2014)	10
Gambar 2.5 The Rion-Antirion Bridge di Yunani, selesai pada tahun 2004. Jembatan memiliki tiga bentang utama dari 560 m (1837 ft). (Sumber : Photothèque VINCI [C. Dupont].)	11
Gambar 2.6 Jembatan <i>multi-span cable-stayed</i> pertama di Asia Tenggara, Nhat Tan Bridge, dengan empat bentang utama masing-masing 300 m. (Sumber: majalah <i>Steel Construction</i> , [Published Jointly by The Japan Iron and Steel Federation; Japanese Society of Steel Construction].....	11
Gambar 2.7 Konfigurasi kabel (a) Tipe <i>Radiating</i> ; (b) Tipe <i>Harp</i> , (c) Tipe <i>Fan</i> ; (d) Tipe <i>Star</i> . (Podolny dan Scalzi, 1976). ..	14
Gambar 2.8 Tatanan sistem kabel. (Troitsky, 1988).....	14
Gambar 2.9 Transfer beban vertikal, lateral dan beban torsi sebagai fungsi konfigurasi gelagar dan sistem kabel. (Gimsing, N. J., dan Skråstagsbroer, 1983).....	16
Gambar 2.10 Posisi kabel (a) <i>Two vertical planes system</i> ; (b) <i>Two inclined planes system</i> ; (c) <i>Single planes system</i> ; (d) <i>Asymmetrical plane system</i> . (Troitsky, 1988).	17

Gambar 2.11 Konfigurasi Strand (Haldania R, 2007)	18
Gambar 2.12 Tipe-tipe gelagar utama. (Troitsky, 1988).	20
Gambar 2.13 Tipe-tipe gelagar <i>stiffening truss</i> (Troitsky, 1988).	21
Gambar 2.14 <i>Orthotropic deck</i> dengan sistem a) <i>open ribs</i> ; b) <i>close ribs</i> (Beneus dan Coc, 2014).....	22
Gambar 2.15 Gelagar komposit pada jembatan <i>cable stayed</i> . (Brockenbrough dan Merrit, 2011)	23
Gambar 2.16 Tiga sistem konstruksi gelagar (Gimsing, 1983) ..	24
Gambar 2.17 <i>Self Anchored</i> . (Soegihardjo, 2007)	24
Gambar 2.18 <i>Fully Anchored</i> .(Soegihardjo, 2007).....	25
Gambar 2.19 <i>Partial Anchored</i> .(Soegihardjo, 2007).....	25
Gambar 2.20 Hubungan antara <i>stiffening girder</i> dan <i>pylon</i> menggunakan <i>vertical sliding bearings</i> untuk transmisi gaya lateral. (Gimsing, 1983).....	26
Gambar 2.21 Tipe-tipe menara jembatan <i>cable-stayed</i> . (Brockenbrough dan Merrit, 2011)	27
Gambar 2.22 Tinggi optimum <i>pylon</i> . (Parke and Huson, 2008) ..	28
Gambar 2.23 Gerak torsi jembatan Tacoma sesaat sebelum runtuh, 7 Nopember 1940. (Soegihardjo, 2007).....	29
Gambar 2.24 Keruntuhan jembatan Tacoma. (Soegihardjo, 2007)	29
Gambar 2.25 Gaya T, N, dan M akibat angin (Walther, 1999)..	30
Gambar 2.26 Prosedur pelaksanaan <i>Staging Method</i> . (Soegihardjo, 2007).....	32
Gambar 2.27 Prosedur pelaksanaan teknik <i>Push-Out</i> . (Soegihardjo, 2007).....	33
Gambar 2.28 Metode pelaksanaan kantilever (Parke and Huson, 2008).....	34
Gambar 2.29 Metode pelaksanaan kantilever (Gimsing dan T. Christos , 2012).	34
Gambar 2.30 Ilustrasi arah berlawanan dari urutan analisis dan urutan pelaksanaan. (Gimsing, 1983).....	35
Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan jembatan <i>cable-stayed</i> ..	37
Gambar 3.2 Susunan jembatan <i>multi-span</i>	38

Gambar 3.3 Konfigurasi Kabel tipe <i>fan</i>	39
Gambar 3.4 Posisi kabel Two Inclined Planes System	39
Gambar 3.5 Tipe gelagar jenis twin rectangular box girder	40
Gambar 3.6 Bentuk <i>pylon</i> jembatan berupa <i>A-Shaped</i>	42
Gambar 3.7 Model gambar perhitungan (Irawan, 2016)	43
Gambar 3.8 Perhitungan Momen (Irawan, 2016)	44
Gambar 3.9 Model gambar perhitungan kontrol geser (Irawan, 2016)	45
Gambar 3.10 Model gambar perhitungan beban mati balok memanjang (Irawan, 2016)	46
Gambar 3.11 Model gambar perhitungan beban lalu lintas balok memanjang (Irawan, 2016)	46
Gambar 3.12 <i>Fishbone model</i>	48
Gambar 3.13 <i>Analysis fishbone model composition</i> pada jembatan Nhat Tan, di Hanoi Vietnam	48
Gambar 3.14 Perbandingan target hasil analisis <i>fishbone model</i> dan perpindahan (<i>displacement</i>) aktual yang terjadi saat <i>cantilever erection</i> pada jembatan Nhat Tan, di Hanoi Vietnam	49
Gambar 3.15 Beban lajur “D”	50
Gambar 3.16 Koefisien C dari empat penampang berdasarkan sudut angin menerpa <i>deck</i> jembatan. (Walther, 1999)	56
Gambar 3.17 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo getaran (Walther, 1999)	57
Gambar 3.19 Representasi sederhana <i>flutter</i> pada lantai kendaraan jembatan (Walther, 1999)	59
Gambar 3.20 Kecepatan kritis teroris untuk <i>flutter</i> . (Walther, 1999)	61
Gambar 3.21 Koefisien koreksi $\eta = V_{\text{kritis aktual}} / V_{\text{kritis teoritis}}$. (Walther, 1999)	61
Gambar 4.1 Jembatan rencana	67
Gambar 4.2 Tataan system kabel arah longitudinal berupa <i>fan pattern</i>	67
Gambar 4.3 Tataan system kabel arah lateral berupa <i>Two Inclined Planes System</i>	68
Gambar 4.4 Dimensi awal gelagar memanjang	69

Gambar 4.5 Tampak melintang jembatan.....	70
Gambar 4.6 Tipe gelagar jenis <i>twin rectangle box girder</i>	71
Gambar 4.7 Preliminary <i>twin I girder</i>	72
Gambar 4.8 Tataan sistem kabel dan penamaan kabel	73
Gambar 4.9 Reaksi gelagar melintang yang dipikul kabel	74
Gambar 4.10 Pembebanan pada kabel (Gimsing, 1987).....	75
Gambar 4.11 Tataan sistem kabel.....	77
Gambar 4.12 Preliminary <i>pylon</i>	81
Gambar 5.1 Potongan pelat lantai jembatan	83
Gambar 5.2 Pembebanan beban mati (qDL).....	85
Gambar 5.3 Pembebanan beban truk model 1	85
Gambar 5.4 Pembebanan beban truk model 2	85
Gambar 5.5 Pembebanan beban truk model 3	85
Gambar 5.6 Pembebanan akibat pengaruh pelaksanaan	86
Gambar 5.7 Momen pelat sebelum komposit	88
Gambar 5.8 Momen pelat model 1	88
Gambar 5.9 Momen pelat model 2	88
Gambar 5.10 Momen pelat model 3	88
Gambar 5.11 Penampang Lysaght Bondek 1.0 BMT	89
Gambar 5.12 Desain penulangan yang disarankan dalam brosur.....	90
Gambar 5.13 Desain penulangan yang disarankan dalam brosur	93
Gambar 5.14 Model gambar perhitungan kontrol geser (Irawan, 2016).....	96
Gambar 5.15 Tiang sandaran (dalam mm)	98
Gambar 5.16 Profil sandaran (dalam mm).....	98
Gambar 5.17 Penampang pipa sandaran.....	100
Gambar 5.18 Sambungan las (dalam mm).....	102
Gambar 6.1 Potongan gelagar memanjang. (satuan mm)	106
Gambar 6.2 Model gambar perhitungan beban lalu lintas balok memanjang (Irawan, 2016).....	107
Gambar 6.3 Distribusi tegangan plastis momen ⁺ . (satuan mm)	114
Gambar 6.4 Pembebanan geser pada gelagar memanjang akibat beban BGT + BTR. (satuan mm)	115

Gambar 6.5 Pembebanan geser akibat beban Truk. (satuan mm)	115
Gambar 6.6 Penampang komposit transformasi. (satuan mm)	118
Gambar 6.7 Penampang LYSAGHT BONDEK BMT 1.0. (satuan mm)	120
Gambar 6.8 Detail sambungan gelagar memanjang. (satuan mm)	125
Gambar 6.9 Detail sambungan gelagar memanjang ke gelagar melintang. (satuan mm)	125
Gambar 6.10 Detail sambungan potongan A-A. (satuan mm)	126
Gambar 6.11 Potongan melintang jembatan. (satuan mm)	127
Gambar 6.12 Pembebanan beban DL. (satuan mm)	128
Gambar 6.13 Pembebanan beban SDL. (satuan mm)	128
Gambar 6.14 Beban lajur “D” (SNI 1725:2016)	129
Gambar 6.15 Pembebanan BTR. (satuan mm)	129
Gambar 6.16 Pembebanan BGT. (satuan mm)	130
Gambar 6.17 Pembebanan Truk model 1. (satuan mm)	130
Gambar 6.18 Pembebanan Truk model 2. (satuan mm)	131
Gambar 6.19 Pembebanan pejalan kaki. (satuan mm)	131
Gambar 6.20 Pembebanan qPL. (satuan mm)	132
Gambar 6.21 Distribusi tegangan plastis momen ⁺ . (satuan mm)	138
Gambar 6.22 Penampang komposit transformasi. (satuan mm)	142
Gambar 6.23 Penampang LYSAGHT BONDEK BMT 1.0. (satuan mm)	144
Gambar 6.24 Sambungan gelagar melintang terhadap gelagar utama. (satuan mm)	146
Gambar 6.25 Sambungan gelagar melintang. (satuan mm)	151
Gambar 6.26 Detail potongan M-1 – M-1. (satuan mm)	152
Gambar 7.1 Perspektif gelagar utama	153
Gambar 7.2 Pembagian penampang untuk menghitung I_{xx} gabunganbox	154
Gambar 7.3 Permodelan I_{XX-A}	155
Gambar 7.4 Permodelan I_{XX-B}	156

Gambar 7.5 Permodelan I_{xx-c}	157
Gambar 7.6. Analisis model jembatan dengan <i>fishbone model</i>	158
Gambar 7.7 Pemodelan elemen jembatan.....	158
Gambar 7.8 Reaksi perletakan akibat beban DL	159
Gambar 7.9 Reaksi perletakan akibat beban SDL	160
Gambar 7.10 Tampak potongan pembebanan BTR. (satuan mm)	160
Gambar 7.11 Tampak potongan pembebanan BGT. (satuan mm)	161
Gambar 7.12 Tampak potongan pembebanan pejalan kaki. (satuan mm).....	161
Gambar 7.13 Grafik <i>Response Spectrum</i> tanah lunak hasil desain spektra Puskim	168
Gambar 7.14 Grafik <i>Response Spectrum</i> hasil desain MIDAS	169
Gambar 7.15 <i>Vibration mode shape</i> pada mode 1 menunjukkan lentur arah X.....	169
Gambar 7.16 Reaksi perletakan arah vertikal	170
Sehingga :	170
Gambar 7.17 <i>Vibration mode shape</i> pada mode 2 menunjukan lentur arah Y	171
Gambar 7.19 Grafik <i>Response Spectrum</i> arah X	172
Gambar 7.20 Reaksi gaya geser dasar arah X.....	173
Gambar 7.22 Grafik <i>Response Spectrum</i> arah Y	174
Gambar 7.23 Reaksi gaya geser dasar arah Y	175
Gambar 7.24 Segmental <i>deck</i> untuk <i>staging analysis</i> pada program bantu MIDAS.....	176
Gambar 7.25 Segmental pengangkatan <i>deck</i> (satuan dalam mm)	183
Gambar 7.26 Contoh <i>form traveler</i> tipe <i>overhead</i>	184
Gambar 7.27 (a) tampak depan <i>form traveler</i> ; (b) detail potongan A-A (dalam mm)	187
Gambar 7.28 Contoh <i>form traveler</i> yang dipakai	187
Gambar 7.29 Permodelan dan input beban pada <i>form traveler</i>	188
Gambar 7.30 Reaksi perletakan <i>form traveler</i>	189
Gambar 7.31 <i>Constuction Stages (Backward Solution)</i>	190

Gambar 7.32 Detail gelagar utama (satuan mm)	192
Gambar 7.33 Analisa section data dan <i>section properties</i>	193
Gambar 7.34 Penampang <i>Box</i>	198
Gambar 7.35 Asumsi 1 kabel putus	201
Gambar 7.36 Penampang <i>Box</i>	206
Gambar 7.37 Sambungan gelagar utama pada badan (satuan mm)	213
Gambar 7.38 Sambungan gelagar utama pada sayap (satuan mm)	214
Gambar 7.39 Tampak melintang sambungan gelagar utama (satuan mm).....	214
Gambar 7.40 Model – 6 frekwensi lentur (f_B).....	216
Gambar 7.41 Mode 17-22 frekwensi torsi (f_T).....	217
Gambar 7.42 Macam penampang <i>deck</i>	220
Gambar 7.43 Koefisien C_N	221
Gambar 7.44 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)	223
Gambar 7.45 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999).....	224
Gambar 7.46 Efek ayunan dengan beda fase $\pi/2$	225
(Walther, 1999)	225
Gambar 7.47 Kecepatan kritis teoritis untuk efek ayunan	227
(Walther, 1999)	227
Gambar 7.48 Grafik koefisien koreksi.....	228
(Walther, 1999)	228
Gambar 7.49 Tatanan system kabel dan penamaan kabel	230
Gambar 7.50 <i>Cable force tuning</i>	232
Gambar 7.51 Detail anker VSL SSI 2000 untuk <i>deck</i>	236
Gambar 7.52 Spesifikasi teknis anker VSL SSI 2000 untuk <i>deck</i>	236
Gambar 7.53 Pelat anker tendon unit 6-61	238
Gambar 7.54 Tampak A-A pelat anker dan dimensi (satuan dalam mm).....	239
Gambar 7.55 Struktur <i>pylon</i> (dalam mm)	241
Gambar 7.56 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i>	243

Gambar 7.57 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	247
Gambar 7.58 Grafik diagram interaksi <i>SpColumn</i>	248
Gambar 7.59 Daerah pengangkuran	254
Gambar 7.60 Desain penampang <i>pylon</i>	256
Gambar 7.61 <i>Section properties</i> penampang kaki <i>pylon</i>	257
Gambar 7.62 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	260
Gambar 7.63 Grafik diagram interaksi <i>SpColumn</i>	260
Gambar 7.64 Desain penampang kaki <i>pylon</i>	265
Gambar 7.65 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	267
Gambar 7.66 Grafik diagram interaksi <i>SpColumn</i>	267
Gambar 7.67 Desain penampang <i>top cross beam</i>	271
Gambar 7.68 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	273
Gambar 7.69 Grafik diagram interaksi <i>SpColumn</i>	273
Gambar 7.70 Desain penampang <i>lower cross beam</i>	276
Gambar 7.71 Detail anker VSL SSI 2000 untuk <i>pylon</i>	277
Gambar 7.72 Spesifikasi teknis anker VSL SSI 2000 untuk <i>pylon</i>	278
Gambar 7.73 Dimensi anker	278
Gambar 7.74 Penerapan piramida terpancung untuk mencari A2 dalam tumpuan berundak atau miring.	279
Gambar 8.1 <i>Perform analysis</i> untuk <i>fishbone model</i>	283
Gambar 8.2 <i>Perform analysis</i> untuk <i>full model</i>	283

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Nilai minimum Modulus Elastisitas <i>Strand</i> dan <i>Rope</i> * (Brockenbrough dan Merrit, 2011)	19
Tabel 3.1 dua jenis kabel <i>parallel VSL 7-wire strand</i>	41
Tabel 3.2 Pembebanan lantai kendaraan.....	44
Tabel 3.3 Konfigurasi pembebanan ultimit.....	44
Tabel 3.4 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai kondisi permukaan hulu	51
Tabel 3.5 Tekanan angin dasar	52
Tabel 4.1 Dua jenis kabel <i>parallel VSL 7-wire strand</i>	73
Tabel 4.2 Perhitungan penampang dan jumlah <i>strand</i> kabel.....	76
Tabel 4.4 Perhitungan gaya aksial pada <i>pylon</i>	79
Tabel 5.1 Rekapitulasi pembebanan lantai kendaraan.....	86
Tabel 5.2 Kombinasi pembebanan	87
Tabel 5.3 M_{max} pelat sesudah komposit	89
Tabel 6.1 Rekapitulasi beban.....	108
Tabel 6.2 Kombinasi pembebanan	109
Tabel 6.3 Hasil analisa struktur dengan SAP2000	109
Tabel 6.4 Hasil analisa gaya dalam	116
Tabel 6.5 Rekapitulasi beban.....	132
Tabel 6.6 Kombinasi pembebanan	133
Tabel 6.7 Hasil analisa struktur dengan SAP2000	133
Tabel 6.8 Hasil analisa lendutan gelagar melintang sebelum komposit.....	136
Tabel 6.9 Hasil analisa gaya dalam	139
Tabel 6.10 Lendutan gelagar melintang komposit.....	143
Tabel 7.1 <i>Section Properties</i>	153
Tabel 7.2 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai kondisi permukaan hulu	162
Tabel 7.3 Tekanan angin dasar	163
Tabel 7.4 Rekapitulasi beban.....	164
Tabel 7.5 Kasus pembebanan LL	165
Tabel 7.6 Gaya-gaya dalam akibat pembebanan statik.....	166
Tabel 7.7. Data gempa	167

Tabel 7.8 Nilai koefisien gempa	167
Tabel 7.9 Konfigurasi pembebanan untuk analisa dinamik	175
Tabel 7.10 Gaya-gaya dalam akibat pembebanan gempa.....	175
Tabel 7.11 <i>FT-S Series Form-Traveler (Overhead Model) Main Specification</i>	185
Tabel 7.12 Konfigurasi pembebanan <i>staging analysis</i>	186
Tabel 7.13 Konfigurasi pembebanan <i>staging analysis</i>	191
Tabel 7.14 Gaya dalam hasil analisa menggunakan <i>fishbone model</i>	194
Tabel 7.15 Gaya dalam untuk satu gelagar utama	194
Tabel 7.16 Gaya dalam hasil analisa menggunakan <i>fishbone model</i> ketika satu kabel putus.....	201
Tabel 7.17 Gaya dalam untuk satu gelagar utama ketika satu kabel putus.....	202
Tabel 7.18 nilai f_B dan f_T	218
Tabel 7.19 Jenis kabel dan anker	229
Tabel 7.20 Perhitungan penampang dan jumlah strand kabel ..	230
Tabel 7.21 Gaya tarik awal masing-masing kabel	232
Tabel 7.22 Kebutuhan luas penampang kabel akibat pretension	233
Tabel 7.23 Gaya masing-masing kabel.....	233
Tabel 7.24 Kebutuhan luas penampang kabel sebenarnya	234
Tabel 7.25 Gaya kabel sebenarnya	234
Tabel 7.26 Kontrol kemampuan kabel dari A_{spakai}	235
Tabel 7.27 Data anker yang dipakai	237
Tabel 7.28 Perhitungan angker keseluruhan.....	238
Tabel 7.29 Gaya dalam pada kolom <i>pylon</i>	242
Tabel 7.30 Gaya dalam pada kaki <i>pylon</i>	242
Tabel 7.31 Daerah Pengangkuran.....	255
Tabel 7.32 Kebutuhan Tulangan Daerah Pengangkuran	255
Tabel 7.33 Hasil analisa gaya tarik dari A_{pakai}	277
Tabel 7.34 Data anker yang dipakai	278
Tabel 7.35 Kontrol tegangan beton pada saat <i>stressing</i>	280

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan bentang panjang merupakan hal yang tidak asing lagi bagi Kota Palembang. Kota yang terletak di Provinsi Sumatra Selatan ini, merupakan salah satu kota metropolitan yang dilalui sungai besar, yang kita kenal sebagai Sungai Musi. Sungai tersebut membelah Kota Palembang menjadi dua bagian, yaitu Palembang Ulu dan Palembang Ilir. Selain itu, Sungai Musi juga berperan aktif sebagai media lalu lintas air seperti kapal-kapal kecil, hingga tongkang dan peti kemas. Sehingga jembatan bentang panjang merupakan solusi yang tepat menghubungkan dua bagian Kota Palembang tersebut. Ada beberapa tipe jembatan bentang panjang, yaitu jembatan gantung (*Suspension Bridge*), jembatan busur (*Arch Bridge*), dan jembatan kabel tetap (*Cable-Stayed*).

Seiring berkembangnya Kota Palembang yang pesat, maka berdampak juga pada perkembangan lalu lintas kendaraan yang semakin padat. Upaya Pemerintah Kota Palembang untuk meningkatkan jaringan jalan raya, terhambat dengan kurangnya jembatan yang menghubungkan dua bagian Kota Palembang tersebut. Jembatan Ampera dan Musi II yang sudah ada saat ini dinilai sudah semakin padat, kendaraan yang melewati jembatan sudah semakin berat dan jumlahnya jauh di atas normal, ditambah lagi kendaraan roda dua tidak lagi menggunakan lintasan jembatan melainkan melaju di atas trotoar (Antarasumsel, 2011). Jembatan Musi IV dan Musi VI yang sedang dibangun saat ini juga masih dianggap kurang sebagai upaya untuk memperluas akses jaringan jalan raya antara dua bagian Kota Palembang, khususnya pada bagian tengah kota yang saat ini hanya ada Jembatan Ampera.

Melihat hal tersebut maka sangat diperlukan pembangunan Jembatan Musi III yang sampai saat ini masih berbentuk konsep desain. Jembatan Musi III yang letaknya dekat dengan Jembatan

Ampera diharapkan mampu mengurai kemacetan dan padatnya lalu lintas yang melintasi Jembatan Ampera atau khususnya pada daerah tengah kota Palembang.

Namun demikian, pembangunan Jembatan Musi III tidaklah bisa terwujud jika tidak dilakukan tahap perencanaan terlebih dahulu. Jembatan Musi III akan melewati profil sungai dengan lebar ± 1700 m. Makadari itu timbul ide untuk merancang desain alternatif Jembatan Musi III berupa konstruksi *multi-span cable stayed*, karena dengan pesatnya perkembangan rekayasa jembatan, *multi-span cable stayed* telah menjadi salah satu struktur utama jalan raya modern dan kereta api untuk menyeberangi sungai atau selat besar. Mereka memiliki keunggulan desain dan konstruksi, biaya yang lebih rendah, dan efek lanskap yang lebih baik (Virlogeux, 2001), selain itu *multi-span cable stayed* menjadi populer karena memiliki estetika yang indah dan sebagai pengurangan panjang bentang, sehingga memungkinkan pengurangan ketinggian menara dan beban (S. Arnaud, N. Matsunaga, S. Nagano & J.-P. Ragaru, 2008), dengan spesifikasi sebagai berikut :

- ✓ Panjang 960 m yang terbagi dalam 3 bentang utama dengan masing-masing panjang 240 m dan 2 bentang tepi dengan masing-masing panjang 120 m.
- ✓ Struktur *pylon* dari beton bertulang berjumlah empat, masing-masing berada di badan Sungai Musi.
- ✓ Lebar perkerasan jalan di atas jembatan 14 m (4/2UD).
- ✓ Lebar jembatan 20,5 m.

Jika jembatan Musi III terwujud, hal ini akan menjadi daya tarik baru di Kota Palembang yang terkenal dengan makanan pempek-nya ini. Jembatan Musi III juga akan menjadi ikon baru yang akan membuat Kota Palembang menjadi semakin tersohor dan dikenal.

1.2 Perumusan Masalah

Secara umum berdasarkan latar belakang di atas, maka perlu perincian detail permasalahan supaya dapat diketahui skala prioritas dan urutan kerjanya, yang meliputi:

Permasalahan Utama :

Bagaimana mendisain jembatan Musi III berupa konstruksi *multi-span cable-stayed*?

Detail permasalahan :

1. Bagaimana *preliminary design* dari konfigurasi susunan kabel, gelagar utama (*box girder*), gelagar memanjang, dan melintang), kabel, dan struktur *pylon*.
2. Bagaimana mendesain struktur sekunder, diantaranya pelat lantai kendaraan (komposit) dan *railing* jembatan.
3. Bagaimana mendesain gelagar memanjang dan melintang, mulai dari pembebanan, analisa struktur, kontrol lendutan, kapasitas penampang dan sambungan.
4. Bagaimana memodelkan struktur utama *multi-span cable stayed* menggunakan program MIDAS dengan *fishbone model*.
5. Bagaimana menganalisa statis, dinamis dan *staging analysis* struktur jembatan.
6. Bagaimana menghitung kapasitas gelagar utama dan stabilitas aerodinamisnya.
7. Bagaimana menentukan kebutuhan tulangan untuk struktur *pylon*.
8. Bagaimana hasil akhir yang berupa gambar kerja.

1.3 Batasan Masalah

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini, karena keterbatasan kemampuan dan waktu, maka lingkup bahasan yang akan dianalisa hanya mencakup perencanaan struktur atas *cable stayed*, tanpa membahas antara lain :

1. Jaringan jalan raya,
2. Volume lalu lintas kendaraan dan lalu lintas kapal,

3. Analisa dampak lingkungan,
4. Menghitung bangunan *sub-structure*,
5. Anggaran biaya, dan
6. *Staging analysis* pada *pylon*.

1.4 Tujuan Tugas Akhir

Tujuan tugas akhir ini adalah untuk merancang Jembatan Musi III yang berupa konstruksi *multi-span cable stayed*, agar syarat perencanaan terpenuhi adapun rincian sebagai berikut :

Tujuan Utama :

Mendisain jembatan Musi III berupa konstruksi *multi-span cable-stayed*.

Detail permasalahan :

1. Melakukan *preliminary design* dari konfigurasi susunan kabel, gelagar utama (*box girder*), gelagar memanjang, melintang), kabel, dan struktur *pylon*.
2. Mendesain struktur sekunder, diantaranya pelat lantai kendaraan (komposit) dan *railing* jembatan.
3. Mendesain gelagar memanjang dan melintang, mulai dari pembebanan, analisa struktur, kontrol lendutan, kapasitas penampang dan sambungan.
4. Memodelkan struktur utama *multi-span cable stayed* menggunakan program MIDAS dengan *fishbone model*.
5. Menganalisa statis, dinamis dan *staging analysis* struktur jembatan.
6. Menghitung kapasitas gelagar utama dan stabilitas aerodinamisnya.
7. Menentukan kebutuhan tulangan untuk struktur *pylon*.
8. Merealisasikan hasil akhir yang berupa gambar kerja.

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Adapun manfaat yang dapat diberikan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Memberikan alternatif desain atau perencanaan Jembatan Musi III yang berupa konstruksi *multi-span cable-stayed*.
2. Sebagai bahan sumbangan dan evaluasi bagi instansi terkait dalam memperluas akses jaringan jalan raya di Kota Palembang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1 Umum

Konstruksi suatu jembatan terdiri dari dua komponen utama yaitu bangunan atas dan bangunan bawah. Bangunan atas pada jembatan *cable-stayed* terdiri dari *girder*, *pylon*, kabel, lantai kendaraan, trotoar, dan sandaran. Sedangkan bangunan bawah berupa abutmen, pilar, dan pondasi.

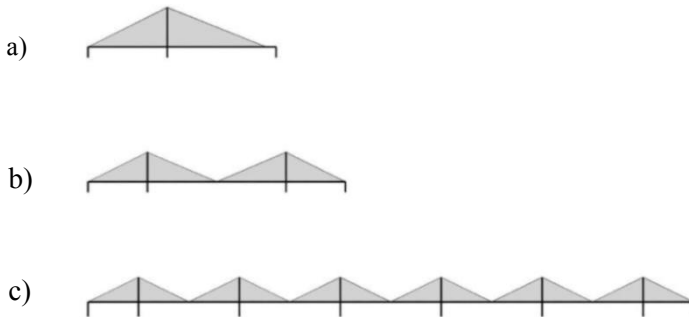
Jembatan *cable stayed* sudah dikenal sejak lebih dari 200 tahun yang lalu (Walther, 1988) yang pada awal era tersebut umumnya dibangun dengan menggunakan kabel vertikal dan miring seperti Dryburgh Abbey Footbridge di Skotlandia yang dibangun pada tahun 1817. Jembatan seperti ini masih merupakan kombinasi dari jembatan *cable stayed* modern. Sejak saat itu jembatan *cable stayed* mengalami banyak perkembangan dan mempunyai bentuk yang bervariasi dari segi material yang digunakan maupun segi estetika. Jembatan *cable stayed* menjadi sangat terkenal sejak penyelesaian jembatan *modern cable-stayed* pertama, yaitu *Strömsund Bridge* di Swedia, pada 1955, yang dapat dilihat pada Gambar 2.1. (Chen and Duan, 2014).

Pada umumnya jembatan *cable-stayed* menggunakan gelagar baja, rangka, beton atau beton pratekan sebagai gelagar utama (Zarkasi dan Rosliansjah, 1995). Pemilihan bahan gelagar tergantung pada ketersediaan bahan, metode pelaksanaan dan harga konstruksi. Penilaian parameter tersebut tidak hanya tergantung pada perhitungan semata melainkan masalah ekonomi dan estetika lebih dominan. Kecenderungan sekarang adalah menggunakan gelagar beton, *cast in situ* atau *prefabricated (pre cast)*.



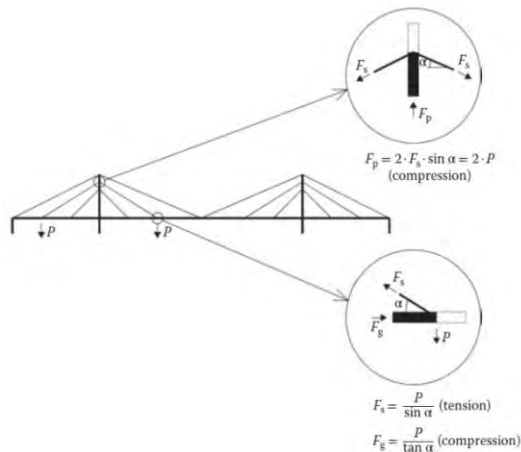
Gambar 2.1 Strömsund Bridge, Swedia, selesai pada tahun 1955. Bentang utama adalah 182.6 m (599 ft) dan kabel disusun menggunakan *pure-fan system*. *Pylon* dan *stiffening girder* terbuat dari baja. (Sumber: www.pwpeics.se [P.Wahlin].)

Tergantung pada rintangan yang akan diseberangi dan lokasi jembatan *cable-stayed*, bentang jembatan *cable-stayed* dapat di desain dalam *two-span*, *three-span* atau *multi-span* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.2. Susunan *two-span* terdiri dari bentang utama dan bentang dengan sisi lebih pendek (juga disebut *back span*). Susunan *three-span* merupakan susunan yang paling umum, terdiri dari bentang utama dan dua bentang samping, dimana panjang setiap bentang samping sama dengan setengah panjang bentang utama atau kurang. Sedangkan *multi-span* memiliki beberapa bentang utama dan bentang sisi dikedua ujung jembatan. (Chen dan Duan, 2014).



Gambar 2.2 Susunan *cable-stayed* a) *Two-span*; b) *three-span*, dan c) *multi-span cable-stayed bridge arrangements*. *Three-span* merupakan susunan yang paling umum. (Chen dan Duan, 2014)

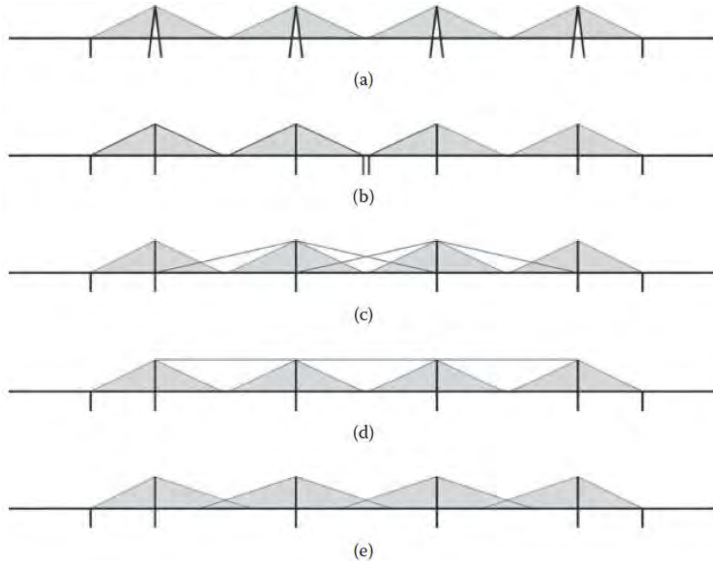
Struktur dasar jembatan *cable-stayed* terdiri dari *pylon*, *stiffening girder* dan kabel. Jembatan utama menerima beban vertikal dan di transfer secara lokal oleh *stiffening girder* untuk mendukung elastisitas yang disediakan oleh kabel-kabel, kemudian tegangan tersalurkan dari kabel menuju *pylon* seperti pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 *Basic load transfer pada cable-stayed*. (Chen dan Duan, 2014)

2.2 Multi Span Cable-Stayed Bridges

Dalam susunan *multi-span* ada beberapa cara yang dapat diterapkan agar jembatan tetap stabil, yang dapat dilihat pada gambar 2.4.



Gambar 2.4 Gambar 2.4. Langkah-langkah agar jembatan *multi-span cable-stayed* stabil: (a) *rigid pylons*; (b) *additional tie-down piers*; (c) *introduce tie cables from the top of the central pylons to the girder-pylon intersection point at the adjacent pylons*; (d) *introduce a horizontal top stay*; (e) *crossover stay cables in the main spans*. (Chen dan Duan, 2014)



Gambar 2.5 The Rion-Antirion Bridge di Yunani, selesai pada tahun 2004. Jembatan memiliki tiga bentang utama dari 560 m (1837 ft). (Sumber : Photothèque VINCI [C. Dupont].)



Gambar 2.6 Jembatan *multi-span cable-stayed* pertama di Asia Tenggara, Nhat Tan Bridge, dengan empat bentang utama masing-masing 300 m. (Sumber: majalah *Steel Construction*, [Published Jointly by The Japan Iron and Steel Federation; Japanese Society of Steel Construction].)

2.3 Sistem Kabel

Sistem kabel merupakan salah satu hal mendasar dalam perencanaan jembatan *cable stayed*. Secara umum sistem kabel dapat dilihat sebagai tatanan kabel transversal dan tatanan kabel longitudinal. Pemilihan tatanan kabel tersebut didasarkan atas berbagai hal, karena akan memberikan pengaruh yang berlainan terhadap perilaku struktur terutama pada bentuk menara dan tampang gelagar. Selain itu akan berpengaruh pula pada metode pelaksanaan, biaya dan arsitektur jembatan. Jembatan *cable stayed* menggunakan kabel-kabel berkekuatan tinggi yang menghubungkan *pylon* dengan gelagar. Ada beberapa bentuk serta konfigurasi kabel berdasarkan susunannya.

2.3.1 Tatanan Sistem Kabel

Tatanan sistem kabel dapat dilihat sebagai berikut :

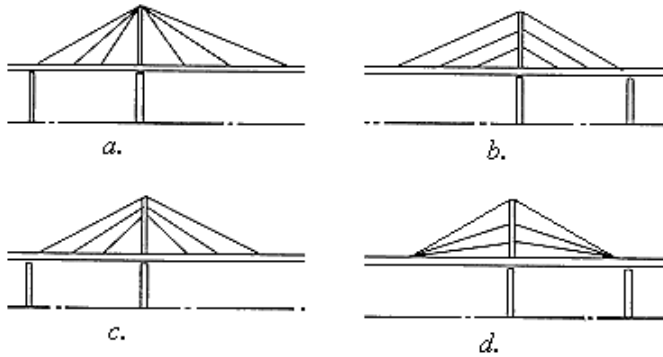
1) Tatanan Sistem Kabel Transversal

Tatanan kabel transversal terhadap area sumbu longitudinal jembatan dapat dibuat satu atau dua bidang dan sebaliknya ditempatkan secara simetri.

2) Tatanan Sistem Kabel Longitudinal

Tatanan kabel longitudinal jembatan mempunyai banyak variasi tergantung pada pengalaman perencana menentukan perbandingan antara bentang dengan tinggi menara. Untuk bentang yang lebih pendek, kabel tunggal mungkin sudah cukup untuk menahan beban rencana. Untuk bentang utama yang panjang dan bentang tidak simetris yang menggunakan anker, variasi tatanan kabel tidak cukup dengan kebutuhan secara teknis tetapi harus menghasilkan konfigurasi dasar tatanan kabel longitudinal yaitu, radial, harpa bentuk kipas dan bintang (Podolny dan Scalzi, 1976), sketsa dapat dilihat pada Gambar 2.7.

- a. Tipe *Radiating* atau *Converging Cable System*
Merupakan sebuah susunan dimana kabel dipusatkan pada ujung atas menara dan disebar sepanjang bentang gelagar. Kelebihan tipe ini adalah kemiringan rata-rata kabel cukup besar sehingga komponen gaya horizontal tidak terlalu besar, namun kabel yang terkumpul diatas kepala menara menyulitkan dalam perencanaan dan pendetailan sambungan.
- b. Tipe *Harp* atau *Parallel Cable System*
Terdiri dari atas kabel-kabel penggantung yang dipasang sejajar dan disambungkan ke manara dengan ketinggian yang berbeda-beda satu terhadap lainnya. Susunan kabel yang sejajar memberikan efek estetika yang sangat indah namun terjadi lentur yang besar pada menara.
- c. Tipe *Fan* atau *Intermediate Cable System*
Merupakan solusi tengah antara *radiating* dan tipe *harp*. Kabel disebar pada bagian atas menara dan pada bagian dek sepanjang bentang, menghasilkan kabel tidak sejajar. Penyebaran kabel pada menara akan memudahkan pendetalan tulangan.
- d. Tipe *Star*
Memiliki bentuk berlawanan dengan tipe *radiating*, dimana kabel terpusat pada gelagar. Bentuk ini memberikan efek estetika yang baik namun menyulitkan pendetailan sambungan pada gelagar. Dukungan antara dua tumpuan tetap jembatan hanya ada pada pertemuan kabel, sehingga momen lentur akan menjadi lebih besar.



Gambar 2.7 Konfigurasi kabel (a) Tipe *Radiating*; (b) Tipe *Harp*, (c) Tipe *Fan*; (d) Tipe *Star*. (Podolny dan Scalzi, 1976).











STAY SYSTEM		SINGLE	DOUBLE	TRIPLE	MUL-TIPLE	VARIABLE
		1	2	3	4	5
1	BUNDLE OR CONVERGING OR RADIAL					
2	HARP OR PARALLEL					
3	FAN					
4	STAR					

Gambar 2.8 Tatanan sistem kabel. (Troitsky, 1988).

2.3.2 Posisi Kabel

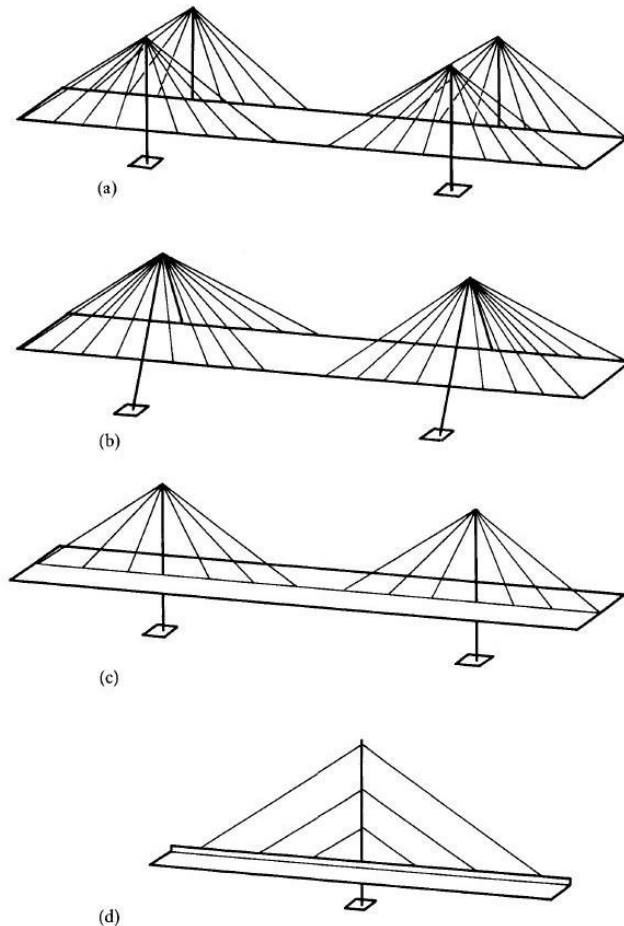
Menurut Haldania (2007) terdapat dua perencanaan yang mendasar dari beberapa bidang (*planes*) yang menentukan antara lain : *two-plane system* dan *single-plane systems*. *Two-plane systems* dapat dibagi menjadi dua tipe sebagai berikut :

1. *The Single Plane System / Central Cable Planes*
Tipe ini memiliki sistem satu kabel yang diletakan di tengah gelagar dan segaris dengan *pylon*.
2. *The Two Planes System*
 - a) *Two Vertical Planes System*
Tipe ini memiliki sistem dua kabel parallel dan menara berada diatas masing-masing sisi jembatan, yang terletak di bidang vertikal yang sama. Berikut dua alternatif layout yang diadaptasi menggunakan sistem ini :
 - i) Angkur kabel dapat terletak di luar struktur dek,
 - ii) Kabel dan tower terletak melintang
 - b) *Two Inclined Planes System*
 - i) *Two Inclined Planes System, Inward*
 - ii) *Two Inclined Planes System, Outward*

Girder and stay cable arrangement	Global load transfer by:					Typical pylon arrangement	
	Cable system	Girder					
	Vertical	Lateral	Torsion	Vertical	Lateral	Torsion	
 Central cable plane	✓			✓	✓		
 Two vertical cable planes	✓		✓	✓			
 Two inclined cable planes, inward	✓		✓	✓			
 Two inclined cable planes, outward	✓	✓			✓		
 Four inclined cable planes	✓	✓	✓				

Gambar 2.9 Transfer beban vertikal, lateral dan beban torsi sebagai fungsi konfigurasi gelagar dan sistem kabel. (Gimsing, N. J., dan Skråstagsbroer, 1983)

Selain *two-plane system* dan *single-plane systems*, menurut Troitsky (1988) terdapat juga posisi kabel dengan bentuk *asymmetrical plane system* seperti terlihat pada Gambar 2.10 poin (d) :



Gambar 2.10 Posisi kabel (a) *Two vertical planes system*; (b) *Two inclined planes system*; (c) *Single planes system*; (d) *Asymmetrical plane system*. (Troitsky, 1988).

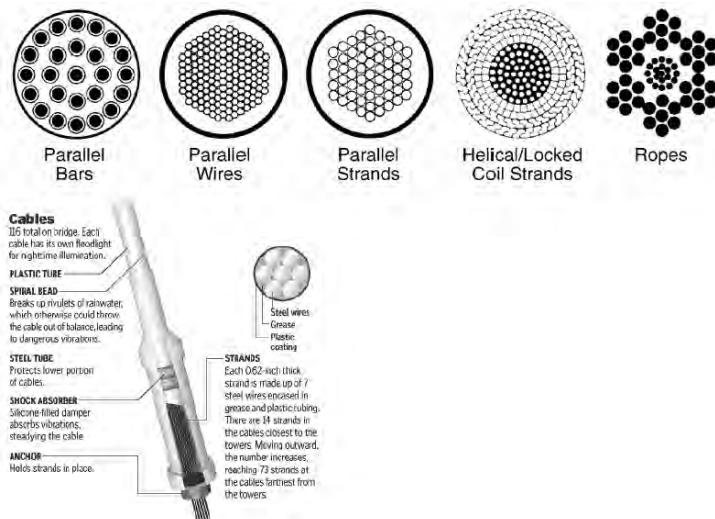
2.3.3 Tipe Kabel

Kabel dapat tersusun dari satu atau lebih *structural rope*, *structural strands*, *locked coil strands* atau *parallel wire strands*. *Strand* merupakan gabungan dari *wire* yang dibuat mengelilingi *centre wire* dalam satu atau banyak lapisan yang simetris. *Strand* baik digunakan untuk menerima beban secara individu, dimana radius atau lengkungan bukanlah persyaratan utama, atau sebagai komponen dalam pembuatan *structural rope*. (Haldania R, 2007)

Rope tersusun dari banyak *strand* yang mengelilingi *core*. Berbeda dengan *strand*, kapasitas *rope* dipengaruhi oleh lengkungan kabel yang dapat menjadi pertimbangan penting.

Ada tiga tipe konfigurasi *strand*:

- 1) *Helically-wound strand*
- 2) *Parallel wire strand*
- 3) *Locked Coil strand*



Gambar 2.11 Konfigurasi Strand (Haldania R, 2007)

Tabel 2.1 Nilai minimum Modulus Elastisitas *Strand* dan *Rope**
(Brockenbrough dan Merrit, 2011)

Tipe	Diameter, in	Modulus Elastisitas,ksi
<i>Strand</i>	$\frac{1}{2}$ sampai $2\frac{9}{6}$	24.000
	$2\frac{5}{8}$ dan seterusnya	23.000
<i>Rope</i>	$\frac{5}{8}$ sampai 4	20.000

*Untuk kelas B atau kelas C berat dari lapisan zinc di permukaan, mengurangi modulus 1000 ksi

2.4 Gelagar (Girder)

Bentuk gelagar jembatan *cable stayed* sangat bervariasi namun yang paling sering digunakan ada dua yaitu *stiffening truss* dan *solid web* (Podolny and Scalzi, 1976). *Stiffening truss* digunakan untuk struktur baja dan *solid web* digunakan untuk struktur baja atau beton baik beton bertulang maupun beton prategang. (Chen dan Duan, 2014)


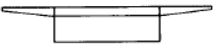

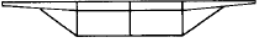

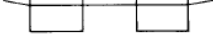
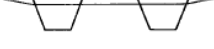
Walther (1999) mengungkapkan bahwa bentuk profil gelagar jembatan dan pertimbangan bahannya tergantung dari beberapa faktor. Yang pertama adalah jarak antar kabel penggantung. Pada jembatan dengan jarak kabel yang relatif besar, secara otomatis akan diperlukan gelagar yang kaku, dan biasanya sifat seperti ini didapati pada gelagar dari baja. Seperti pada *cable-stayed* generasi pertama, pada umumnya jembatan seperti ini mempunyai rasio ketebalan gelagar dan bentang (h/L) antara $1/50$ sampai $1/100$. Sedangkan pada jembatan yang memiliki jarak antar kabel yang relatif kecil, rasio ini dapat direduksi sampai $1/500$ dengan bahan dari beton, karena kebutuhan akan kekakuan gelagar menjadi berkurang.

Faktor lain yang mempengaruhi adalah konfigurasi kabel arah lateral serta lebar gelagar. Pada jembatan dengan satu kabel di tengah (*single-plane*), diperlukan gelagar dengan kekakuan torsi yang tinggi. Sifat ini dapat diberikan oleh gelagar berbentuk kotak (*box*) baik itu dari baja maupun dari beton. Sedangkan


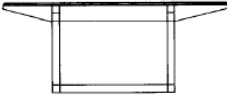
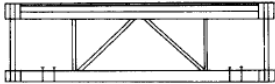
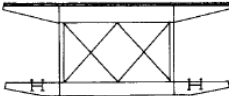
untuk jembatan dengan konfigurasi kabel di tepi (*double-planes*) memungkinkan dipakai gelagar yang lebih langsing karena kekakuan torsi tidak diperlukan.. Selain itu, alasan ekonomis dan pertimbangan metode konstruksi menjadi faktor yang tidak kalah penting.

Bentuk yang paling banyak digunakan adalah bentuk *solid web* karena memiliki kemudahan dalam pekerjaannya. Gelagar yang tersusun dari *solid web* yang terbuat dari baja atau beton cenderung terbagi atas dua tipe yaitu:

1. Gelagar pelat (*plate girder*), dapat terdiri atas dua atau banyak gelagar,
2. Gelagar box (*box girder*), dapat terdiri atas satu atau susunan box yang dapat berbentuk persegi panjang atau trapezium.

Types of main girder		
Arrangement		Deck cross - sections
1	Twin I girder	
2	Single rectangular box girder	
3	Central box girder and side single web girders	
4	Single twin cellular box girder and sloping struts	
5	Single trapezoidal box girder	
6	Twin rectangular box girder	
7	Twin trapezoidal box girder	

Gambar 2.12 Tipe-tipe gelagar utama. (Troitsky, 1988).

Types of stiffening truss		
	Type of bridge	Deck cross-section
1	Highway	
2	Highway and railroad (project)	
3	Highway and railroad (project)	
4	Highway and railroad (project)	

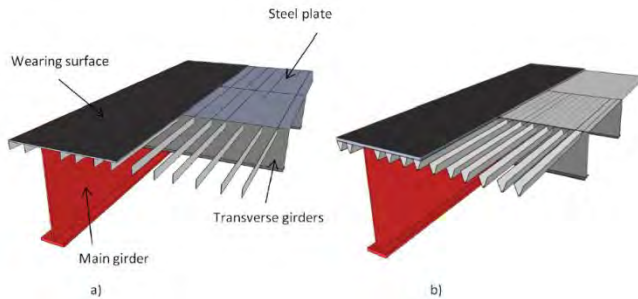
Gambar 2.13 Tipe-tipe gelagar *stiffening truss* (Troitsky, 1988).

2.4.1 Material Gelagar

Ada tiga kemungkinan material penyusun gelagar :

1. Gelagar baja

Salah satu keuntungan gelagar baja adalah dapat mengoptimalkan penggunaan material. Sehingga otomatis berat sendiri dapat dikurangi. Penggunaan gelagar baja *orthotropic* juga merupakan solusi yang baik untuk jembatan *cable-stayed*. Baja *orthotropic* adalah pelat baja yang monolit dengan rusuk-rusuk (*ribs*) yang sejajar, defleksi *orthotropic* mencapai 1/6 dari defleksi pelat biasa (O'Connor. 1971)



Gambar 2.14 *Orthotropic deck* dengan sistem a) *open ribs*; b) *close ribs* (Beneus dan Coc, 2014)

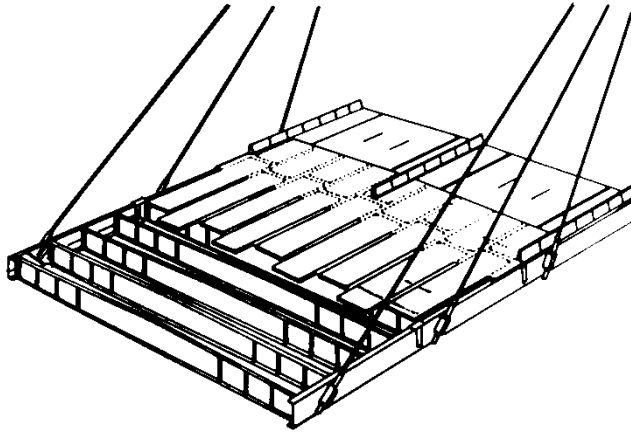
2. Gelagar beton

Ada dua cara metode konstruksi gelagar beton, yaitu gelagar beton dapat dibuat di tempat (*cast in-place*) atau *precast*. Konstruksi cor di tempat dibuat dengan bantuan *form traveler*, yang merupakan pengembangan dari metode *free cantilever*, metode ini memungkinkan dipakainya gelagar beton massif daripada konstruksi *box girder*, sehingga mempunyai struktur yang tidak terlalu rumit sedangkan metode *precast* mengharuskan segmen-segmen gelagar berbentuk *box* agar lebih kaku dan mempermudah proses pendirian dan pengangkutanannya (Lin, 2000).

3. Gelagar komposit

Gelagar komposit menggabungkan antara beton dan baja secara monolit sehingga keduanya bekerja bersama-sama. Keuntungan dari gelagar ini adalah pengurangan dari berat sendiri gelagar (lebih berat dari gelagar baja namun jauh lebih ringan dari gelagar beton) serta kemudahan pendirian terutama pada bagian bajanya (Walther, 1999). Pada komposit girder, pelat beton digunakan untuk mentransfer gaya tekan aksial. Pelat beton terhubung dengan gelagar baja mengguna-

kan *shear studs*. Pelat beton dapat dibuat ditempat (*cast in-situ*), namun pada umumnya dibuat dengan panel *precast*. (Chen dan Duan, 2014)



Gambar 2.15 Gelagar komposit pada jembatan *cabl stayed*.
(Brockenbrough dan Merrit, 2011)

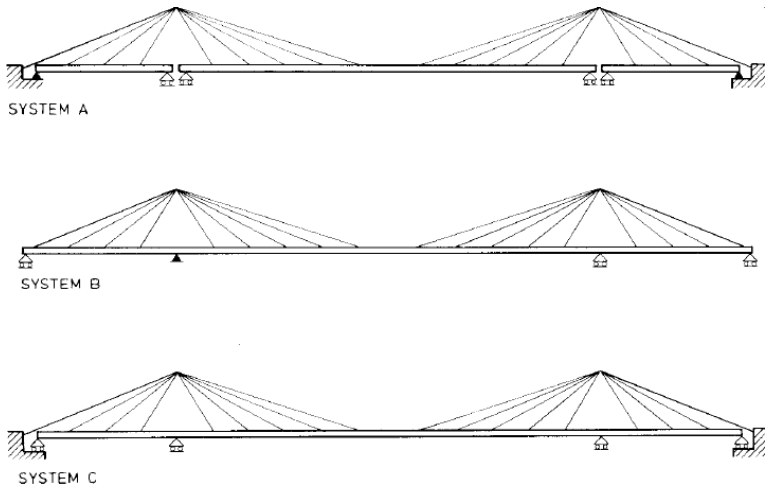
2.4.2 Sistem Konstruksi Gelagar

Ada tiga kemungkinan sistem konstruksi gelagar menurut Gimsing (1983) :

Sistem A, gelagar memiliki *expansion joint* pada *pylon* dan terjepit di kedua tepinya. Ini mengakibatkan gelagar sepenuhnya menerima tarik. $N = 0$ di *pylon*.

Sistem B, gelagar menerus dengan perletakan rol di kedua tepi dan salah satu *pylon*-nya. Hal ini mengakibatkan gelagar sepenuhnya menerima tekan. $N = 0$ ditengah bentang utama.

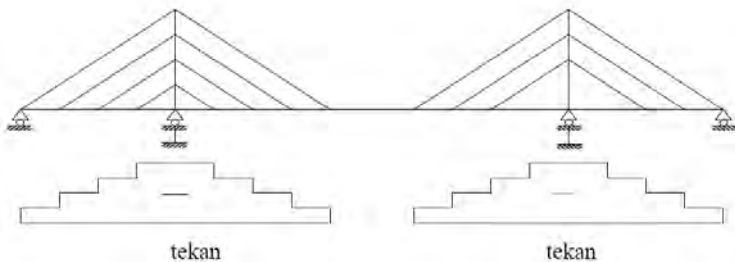
Sistem C, gelagar menerus dengan perletakan rol di semua tepi dan *pylon*-nya. Hal ini mengakibatkan gelagar menerima tarik di tengah bentang utama dan tekan di tepi bentang utama serta bentang tepinya. $N = 0$ di perletakan akhir bentang tepi.



Gambar 2.16 Tiga sistem konstruksi gelagar (Gimsing, 1983)

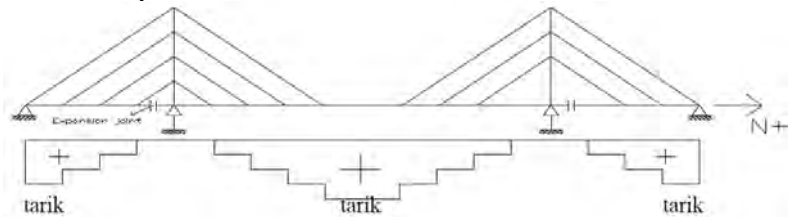
Cara transmisi beban struktur ke pondasi, mempengaruhi respons atau kekakuan struktur dan besarnya gaya aksial dalam gelagar. Untuk bentang yang besar, perlu dipikirkan penempatan *expansion joint* yang tepat, dilihat dari segi gaya-gaya yang harus diterima struktur. (Soegihardjo, 2007).

✓ *Self-Anchored*



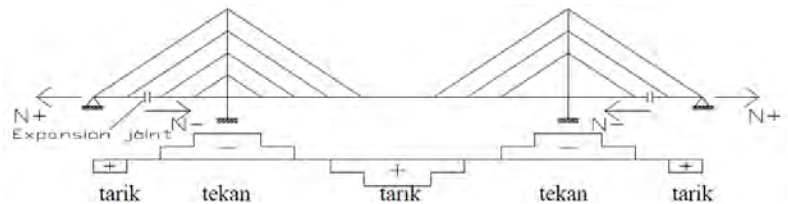
Gambar 2.17 *Self Anchored*. (Soegihardjo, 2007)

✓ *Fully-Anchored*



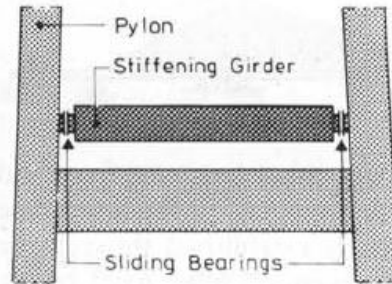
Gambar 2.18 *Fully Anchored.*(Soegihardjo, 2007)

✓ *Partial-Anchored*



Gambar 2.19 *Partial Anchored.*(Soegihardjo, 2007)

Pada jembatan *suspension* dan *multi-cable stayed* dimana *stiffening girder* adalah kontinyu yang di dukung oleh sistem kabel dari ujung satu ke yang lainnya, *vertical supports* dapat dihilangkan. *Lateral support* gelagar pada *pylon* dapat dicapai dengan menerapkan *vertical sliding bearings* antara girder dan masing-masing kaki *pylon*, seperti pada Gambar 2.20. Untuk memastikan *lateral support* yang efisien, *sliding bearings* harus di *pre-stressed* oleh pegas. (Gimsing, 1983)

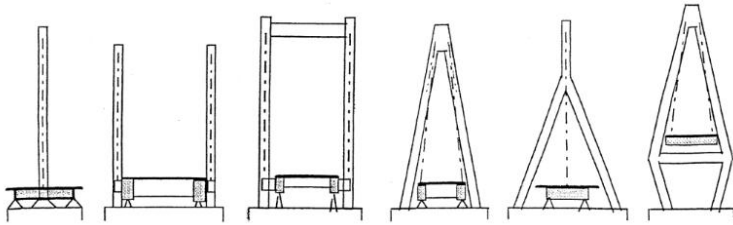


Gambar 2.20 Hubungan antara *stiffening girder* dan *pylon* menggunakan *vertical sliding bearings* untuk transmisi gaya lateral. (Gimsing, 1983)

2.5 Menara atau Pylon

Pylon merupakan elemen struktur yang paling penting pada jembatan *cable stayed* karena bentuk *pylon* direncanakan berdasarkan susunan kabelnya. Oleh karena itu, pertimbangan estetika juga termasuk hal yang dipehitungkan dan cermat dalam mendetailkan sangat penting dalam kesuksesan keseluruhan tampilan jembatan. (Chen dan Duan, 2014)

Pylon (menara) jembatan *cable stayed* berfungsi untuk menahan beban mati dan hidup yang bekerja pada struktur, menara dapat terbuat dari baja atau beton bertulang. Ada beberapa bentuk menara yang dapat diterapkan pada jembatan *cable stayed*, seperti *H-frame*, *Single*, *Double towers*, *Portal* dan *A-Shaped*. Bentuk-bentuk menara tersebut dipilih berdasarkan susunan kabel, estetika, pertimbangan biaya, kebutuhan perencanaan dan parameter lainnya. Kebanyakan tower memiliki struktur kolom berongga (*hollow*) agar dapat mengakomodir adanya tangga, kerekan dan jaringan listrik.



Gambar 2.21 Tipe-tipe menara jembatan *cable-stayed*. (Brockenbrough dan Merrit, 2011)

2.5.1 Material Pylon

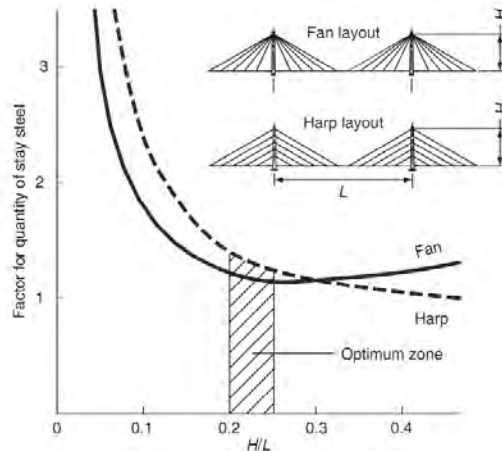
Walaupun pada awalnya jembatan *cable stayed* dibangun menggunakan *pylon* baja, namun beton menjadi alternatif pilihan yang lebih ekonomis. Beton saat ini umumnya dipilih sebagai material *pylon* untuk jembatan *cable-stayed* yang besar dan selalu menggunakan perancah yang dapat bergerak ke atas dalam konstruksinya. Bagaimanapun, *pylon* baja masih menjadi opsi yang lebih baik untuk area yang memiliki gempa tinggi. (Chen dan Duan, 2014)

2.5.2 Pengangkuran Kabel

Kabel dapat diangkur pada *pylon* atau melewati *pylon* dengan bantuan *cable saddle*. *Cable saddles* digunakan pada bentang yang pendek dan menengah, juga pada daerah yang memiliki geometri sederhana. Bagaimanapun, biaya dan tegangan tambahan pada kabel yang menjadi pertimbangan dalam pembatasan penggunaan *saddle*. (Chen dan Duan, 2014)

2.5.3 Tinggi Pylon

Perencanaan untuk tinggi *pylon* dapat dilakukan dengan membandingkan antara tinggi rencana (H) dengan panjang bentang deck (L) dengan range nilai 0,2 – 0,25 (Parke and Huson, 2008), lihat Gambar 2.21.



Gambar 2.22 Tinggi optimum *pylon*. (Parke and Huson, 2008)

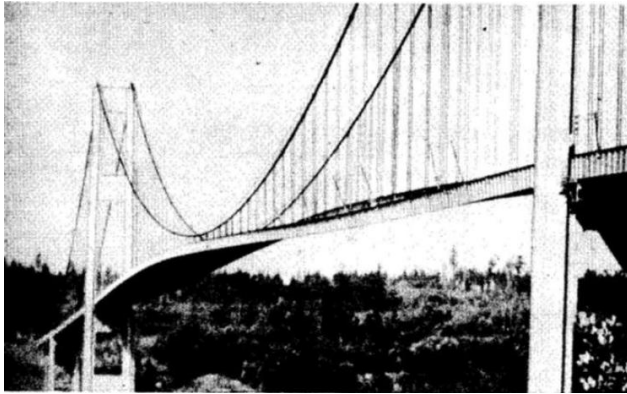
Atau juga dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$h \geq L/6$ sampai $L/8$ (Troitsky 1977 hal 33)

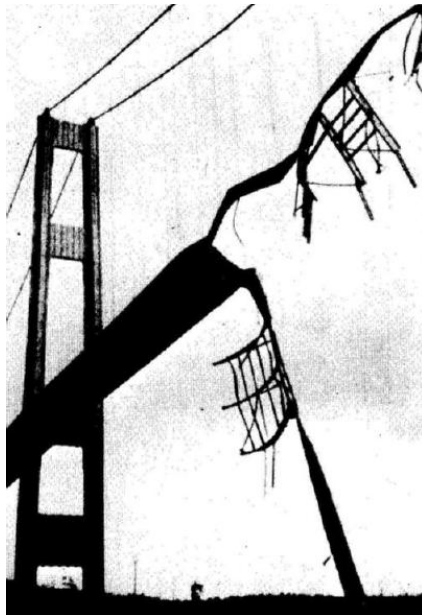
$h \geq 0,465 \times n \times \lambda$ (Troitsky 1977 hal 181)

2.6 Perilaku Aerodinamik

Pada jembatan *cable-stayed*, bentang utama biasanya memiliki bentang yang besar, angin yang menabrak *deck* jembatan menyebabkan struktur mengalami osilasi lentur dan torsi. Angin lateral yang terjadi membuat sudut terhadap horizontal sehingga menimbulkan efek angkat, maka dari itu jembatan *cable-stayed* tidak boleh terlalu ramping. Tacoma Bridge adalah contoh kegagalan struktur *cable-stayed* dimana struktur nya terlalu langsung dengan bentang $L=853$ m dan lebar kendaraan $B=12$ m. (Soegihardjo, 2007)



Gambar 2.23 Gerak torsi jembatan Tacoma sesaat sebelum runtuh, 7 Nopember 1940. (Soegihardjo, 2007)



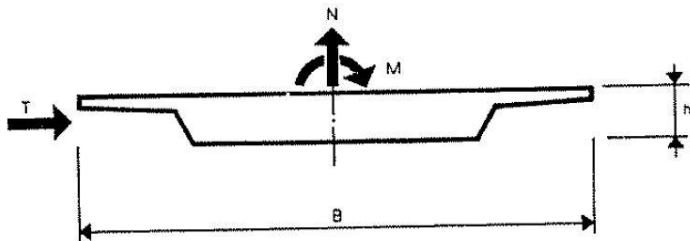
Gambar 2.24 Keruntuhan jembatan Tacoma. (Soegihardjo, 2007)

Akibat penampang lantai kendaraan (LK) mengalami gaya static.

1. Gaya horizontal T
2. Gaya vertikal N
3. Momen torsi M

Dimana gaya-gaya tersebut besarnya tergantung faktor-faktor :

1. Tekanan angin, q
2. Bentuk penampang (koefisien : C_T , C_N , C_M)



Gambar 2.25 Gaya T, N, dan M akibat angin (Walther, 1999)

$$T = C_T \cdot q \cdot h \cdot l \quad (2-1)$$

$$N = C_N \cdot q \cdot h \cdot l \quad (2-2)$$

$$M = C_M \cdot q \cdot B \cdot h \cdot l \quad (2-3)$$

Dimana :

L = Panjang struktur

h = tinggi total lantai kendaraan

B = lebar lantai kendaraan.

2.7 Cara Erection

Ada tiga cara yang umum dipakai untuk *stiffening girder* (Soegihardjo, 2007), yaitu :

- a. *Staging method*,
- b. *Push out method*,
- c. *Cantilever method*.

2.7.1 *Staging Method*

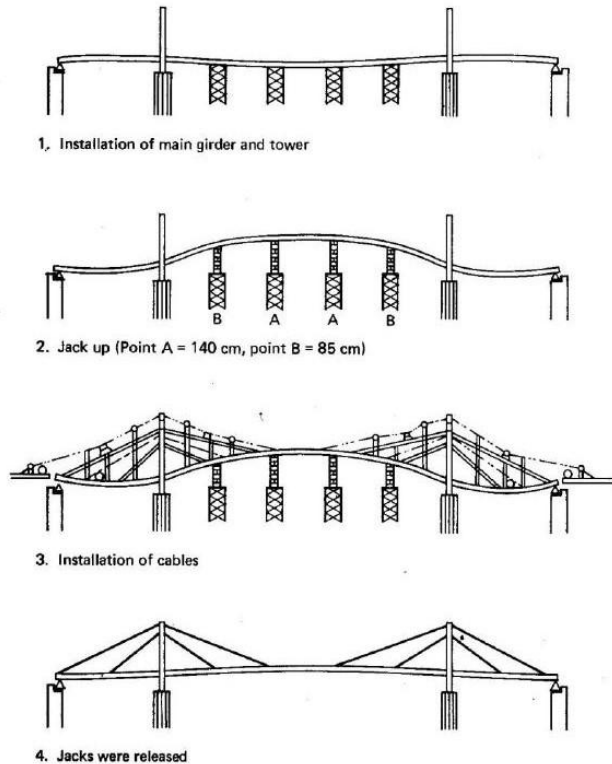
Dipakai bila ruang bebas di bawah jembatan rendah dan pemasangan penyokongan sementara tidak akan mengganggu lalu lintas dibawah jembatan.

Keuntungannya adalah :

- ✓ teliti dalam mengikuti bentuk geometrik dan tanjakan yang dipersyaratkan pada *erection*.
- ✓ biaya rendah pada ruang bebas yang rendah.

Urutan pelaksanaannya :

- ✓ setelah tembok pangkal dan pilar selesai dibuat, mulai dibuat pilar penolong sementara.
- ✓ gelagar dipasang dengan sistem *cantilevering*, sampai pada pilar penolong.
- ✓ pada saat itu pilar penolong berikutnya sudah selesai dan gelagar dapat dipasang terus sampai pada pilar penolong kedua.
- ✓ dan seterusnya, sampai seberang.
- ✓ berat tiap bagian gelagar dapat mencapai : 27,5 ton ; dengan panjang : 20m.
- ✓ *pylon* diselesaikan pemasangannya.
- ✓ kabel – kabel dipasang .
- ✓ pada pilar penolong dapat dipasang *jack*, untuk memberi bentuk geometrik yang ditentukan, pada tahap *erection*.



Gambar 2.26 Prosedur pelaksanaan *Staging Method*.
(Soegihardjo, 2007)

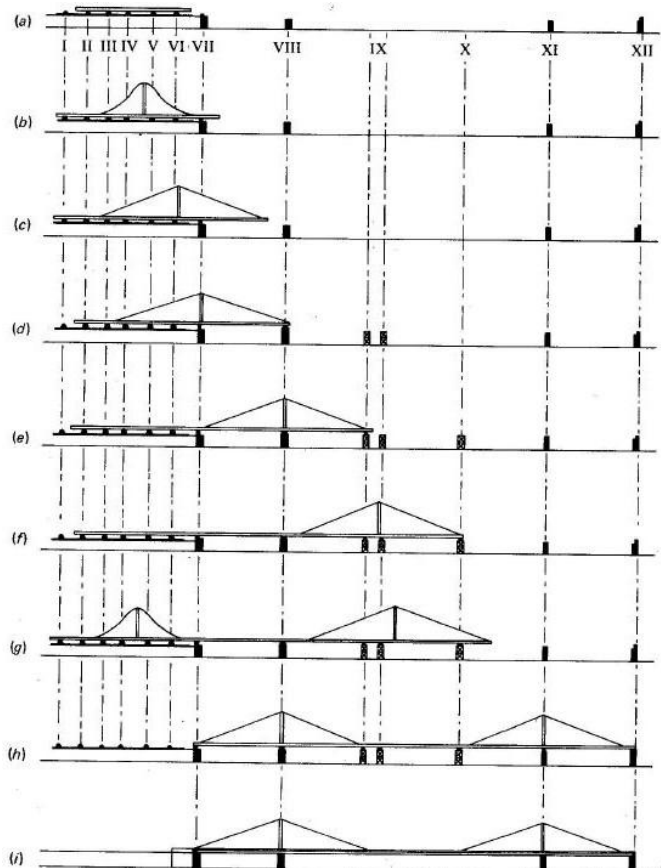
2.7.2 Teknik *Push-Out*

Dipakai terutama bila lalu lintas di bawah jembatan tidak boleh diganggu oleh adanya sistem *erection* jembatan; sedangkan pemakaian cara *cantilever* dinilai tidak praktis pada situasi yang ada di tempat jembatan.

Pada metode ini, bagian-bagian bangunan atas dirangkai di tepian sungai, kemudian secara bertahap didorong maju melintas bentangan-bentangan antara pilar-pilar yang telah dibuat lebih dahulu, termasuk rol atau perletakan geser teflon di atasnya.

Gelagar ini dapat didorong dari dua sisi, masing-masing tepian, atau hanya dari satu tepian saja.

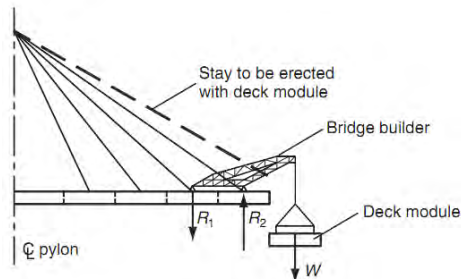
Pylon (dengan kabelnya) saat didorong maju, duduk diatas gelagar; setelah sampai ke tempat *pylon* yang direncanakan, *pylon* dihubungkan dengan pilarnya. Berat yang dapat didorong kedepan mencapai 1500 ton.



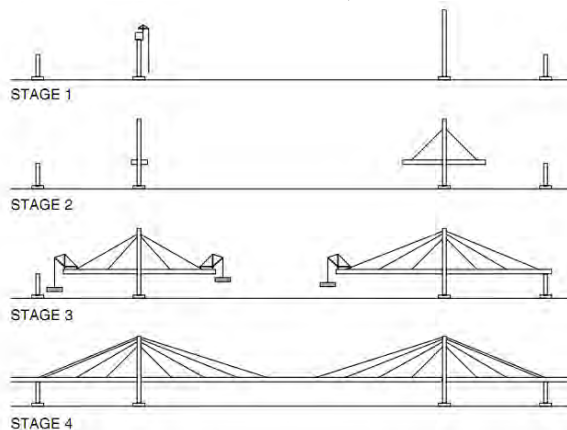
Gambar 2.27 Prosedur pelaksanaan teknik *Push-Out*.
(Soegihardjo, 2007)

2.7.3 Cara Cantilever

Dipakai pada *cable stayed*, dimana mungkin dipasang penyokong sementara. Bedanya dengan *staging method* adalah : bila pada *staging method* yang memikul beban saat *erection* bangunan atasnya adalah pilar dan penyokong sementara; maka pada *cantilever method*, pilar, *pylon* dan kabelnya sudah dimanfaatkan untuk memikul beban saat *erection*.

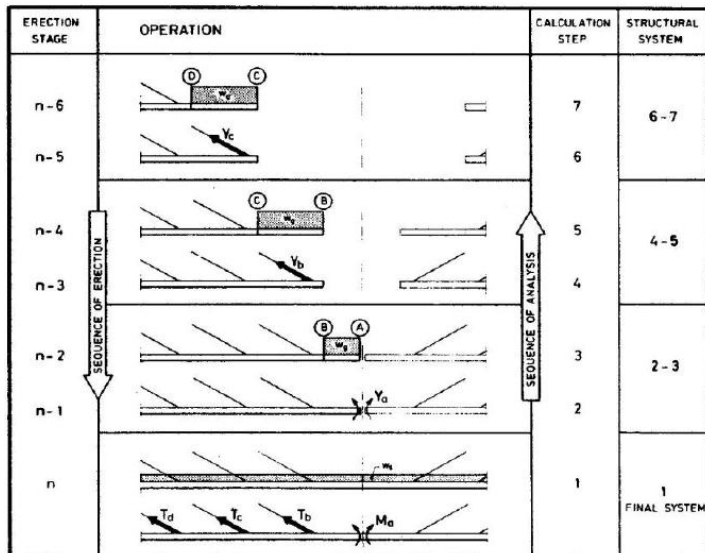


Gambar 2.28 Metode pelaksanaan kantilever (Parke and Huson, 2008)



Gambar 2.29 Metode pelaksanaan kantilever (Gimsing dan T. Christos , 2012).

Dalam kenyataannya urutan antara analisis dan pelaksanaan jembatan pada sistem kantilever berlawanan arah, seperti terlihat pada contoh ilustrasi jembatan dengan enam kabel pada bentang utama di bawah :



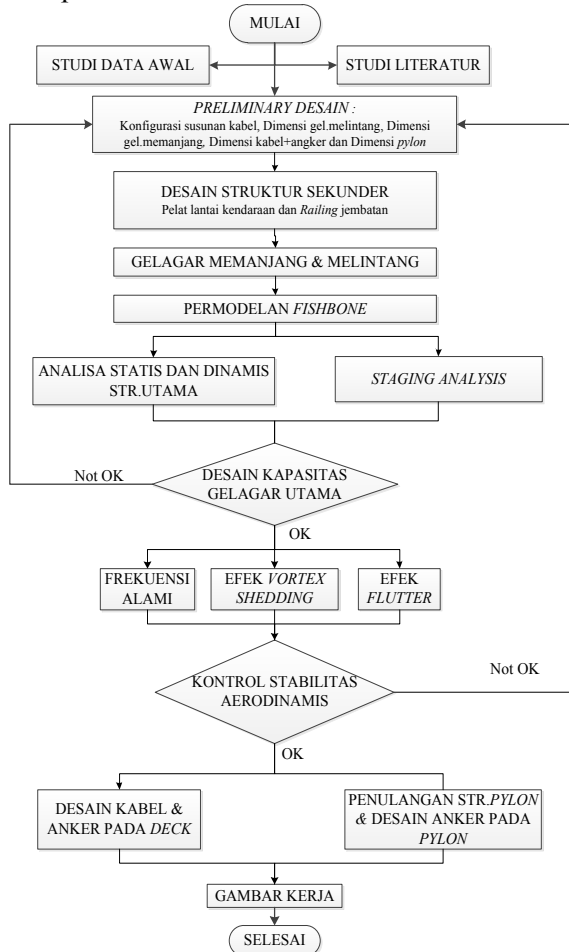
Gambar 2.30 Ilustrasi arah berlawanan dari urutan analisis dan urutan pelaksanaan. (Gimsing, 1983)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Perencanaan Jembatan Musi III

Diagram alir perencanaan jembatan *multi-span cable stayed* dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut ini :



Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan jembatan *cable-stayed*

3.2 Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Dalam hal studi literatur penulis menggunakan beberapa referensi terkait, berupa jurnal, modul kuliah, buku, majalah, peraturan, maupun internet.

Data perencanaan yang dibutuhkan antara lain :

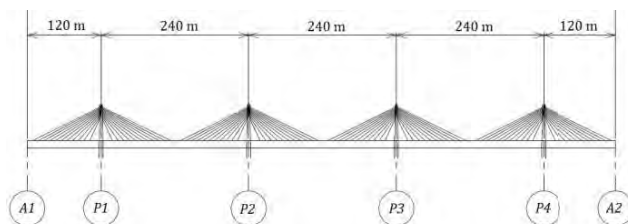
1. Nama dan Lokasi : Jembatan Musi III-Palembang, Sungai Musi
2. Panjang Bentang : 960 m (*cable-stayed*)
3. Lebar Perkerasan : 14 meter (4/2 UD)
4. Lebar jembatan : 20,5 meter
5. Tinggi Bebas : 30 meter
6. Material Utama : Pelat beton, *Box Girder*, kabel baja 7-wire strand dan struktur *pylon* beton bertulang.
7. Data-data sekunder.

3.3 Preliminary Desain

3.3.1 Konfigurasi Susunan Kabel

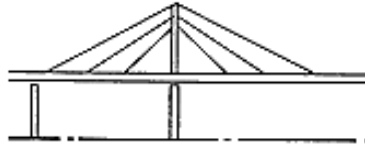
Susunan kabel arah memajang seperti pada Gambar 3.3 berupa *fan Pattern*, sedangkan susunan arah memanjang seperti Gambar 3.4 berupa *Two Inclined Planes System*. Susunan ini lebih menguntungkan karena desain *pylon* dapat lebih pendek dan pemasangan kabel tidak akan serumit *radiating pattern*. *Plan design* sebagai berikut :

1. Susunan jembatan *cable-stayed* menggunakan susunan *multi-span* seperti pada Gambar 3.2.

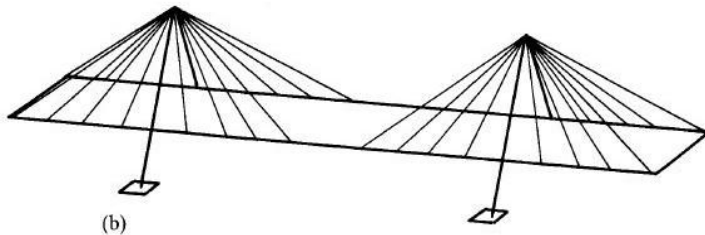


Gambar 3.2 Susunan jembatan *multi-span*

2. Konfigurasi kabel menggunakan *fan pattern* dengan posisi kabel *Two Inclined Planes System* seperti pada Gambar 3.3 dan Gambar 3.4.



Gambar 3.3 Konfigurasi Kabel tipe *fan*



Gambar 3.4 Posisi kabel *Two Inclined Planes System*

Untuk mencari dimensi awal digunakan rumus-rumus sebagai berikut :

- ✓ Jarak kabel pada gelagar (Whalter,1999)
 - a. Gelagar baja (15 m – 25 m)
 - b. Gelagar beton (5 – 10 m)

$$\lambda = \frac{[(l - CL)/2]}{4}$$

Dimana :

λ = jarak angker kabel pada gelagar

n = jumlah kabel

3.3.2 Dimensi Gelagar Melintang

Tinggi gelagar melintang dapat ditentukan dengan persamaan berikut :

$$\text{Tinggi balok (d)} \geq \frac{L}{9}$$

Dimana L = panjang balok

3.3.3 Dimensi Gelagar Arah Memanjang (Gelagar utama + Gelagar memanjang)

Menurut Podolny (1976) dalam bukunya “*Contruction & Design of Cable-Stayed Bridges*”, nilai perbandingan antara tinggi gelagar dengan bentang jembatan bervariasi antara (1/40) s.d. (1/100).

$$\text{Tinggi gelagar utama} \quad (h) = \frac{1}{40} L \geq h \geq \frac{1}{100} L$$

$$\text{Tinggi gelagar memanjang (d)} \geq \frac{L}{12}$$

Bentuk gelagar jembatan di desain menggunakan *twin rectangular box* seperti pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Tipe gelagar jenis *twin rectangular box girder*.

3.3.4 Dimensi Kabel + Anker

Menurut RSNI T-03-2005 pasal 12.6 kabel pemikul utama yang dipergunakan untuk struktur-struktur jembatan kabel dan jembatan gantung harus dibuat dari material mutu tinggi dengan kuat tarik minimum 1800 N/mm².

Ada dua jenis kabel *parallel VSL 7-wire strand* yang dapat digunakan untuk jembatan kabel, lihat table 3.1 :

Tabel 3.1 dua jenis kabel *parallelVSL 7-wire strand*

Standard	ASTM A 416-06 Grade 270	Euronorme 138-3
Ø (mm)	15,2	15,7
A _s (mm ²)	140	150
f _u (f _{ijin} =0,7f _u)(Mpa)	1860 (1302)	1770 (1239)
Ukuran anker	7, 12, 19, 31, 37, 61, dan 91 strand	

Dimensi awal kabel didekatkan dengan persamaan berikut (Gimsing, 1983) :

$$Asc = \frac{(W\lambda + P)\cos\theta}{(0,45f_u)\sin 2\theta/2 - \gamma.a}$$

Dimana :

Asc= Luas penampang kabel

W = Beban mati dan hidup merata

P = Beban terpusat

λ = Jarak antar angker kabel pada gelagar

θ = Sudut kabel terhadap horisontal

γ = Berat jenis kabel

$$= 77.01 \text{ kN/m}^3$$

f_u = Tegangan putus kabel

$$= 1860 \text{ Mpa}$$

a = jarak mendatar dari *pylon* ke angker kabel pada gelagar (*girder*)

$$\text{Jumlah kabel (n)} = \frac{Asc}{As}, \text{ As = luas penampang kabel}$$

Dalam pelaksanaan, kabel akan mengalami lendutan akibat berat sendiri. Tetapi dalam analisa dapat digunakan kabel yang lurus dengan koreksi pada nilai modulus elastisitasnya, sebagai berikut (H-J Ernst):

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(\gamma.l)^2}{12\sigma^3} E}$$

Dimana :

E_{eq} = Modulus elastisitas ekivalen

E = Modulus elastisitas kabel

$$= 200000 \text{ MPa}$$

γ = Berat jenis kabel

$$= 77.01 \text{ kN/m}^3 = 77.01 \times 10^{-6} \text{ N/mm}^3$$

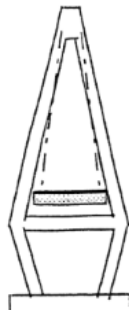
l = jarak titik gantung kabel

$$= \sqrt{a^2 + b^2 + c^2}$$

3.3.5 Dimensi Pylon

Preliminary pylon berdasarkan besarnya gaya aksial tekan dan momen lentur (akibat lentur diasumsikan 50% dari pengaruh aksial) dari gaya aksial pada kabel untuk satu sisi kolom vertikal *pylon* tersebut.

1. Material : Beton bertulang
2. f'_c : 50 Mpa
3. f_y : 400 Mpa
4. Bentuk : *A-shaped* dengan posisi kabel *two inclined planes system*



Gambar 3.6 Bentuk *pylon* jembatan berupa *A-Shaped*

Tinggi *pylon* dapat dicari dengan persamaan berikut :

$$h \geq L/6 \text{ sampai } L/8 \text{ (Troitsky 1977 hal 33)}$$

Atau

$$h \geq 0,465 \times n \times \lambda \text{ (Troitsky 1977 hal 181)}$$

Luas penampang *pylon* dapat dicari dengan persamaan berikut:

$$A_{perlu} = \frac{T}{f'_c}$$

Dimana :

A_{perlu} = Luas penampang *pylon*

T = Gaya aksial total pada *pylon*

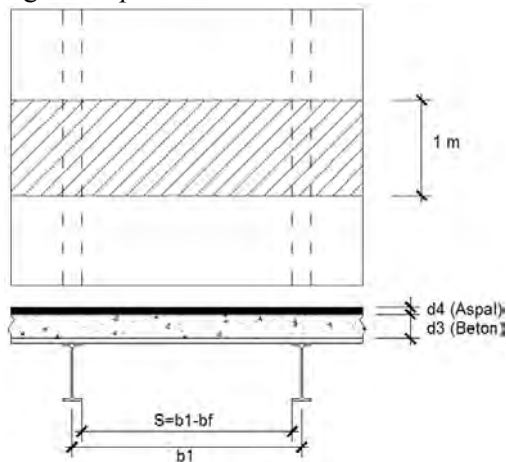
(Asumsi b = lebar penampang ; h = tinggi penampang = $2b$)

3.4 Desain Struktur Sekunder

Desain struktur sekunder jembatan *cable-stayed* terdiri dari pelat lantai kendaraan dan *railing* jembatan.

3.4.1 Pelat Lantai Kendaraan

Pelat lantai kendaraan berupa beton komposit antara beton bertulang dengan *compodeck*.



Gambar 3.7 Model gambar perhitungan (Irawan, 2016)

Tabel 3.2 Pembebanan lantai kendaraan

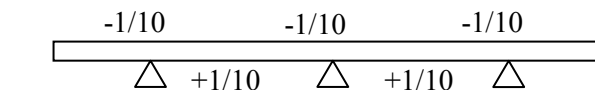
Jenis Beban	Nilai	LF
Beban mati (DL)		
Beban pelat beton	$d_3 \times \gamma_{\text{beton}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	1.3
Beban <i>steeldeck</i>	0.081 kN/m ³	1.1
Beban superimpose (SDL)		
Beban aspal	$d_4 \times \gamma_{\text{aspal}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	1.4
Beban pelaksanaan (PLL)		
Beban pelaksanaan	2.5 kN/m ³	1.0
Beban hidup (LL)		
Beban truk	112.5 kN	2 DLA=30%

Untuk mendapatkan pengaruh yang paling menentukan, beban dikonfigurasi dalam keadaan ultimit seperti berikut :

Tabel 3.3 Konfigurasi pembebanan ultimit

Model	Kombinasi	Gambar
1	DL+PL+LL	
2	DL+PL+LL	
4	DL+PL+LL	

= PL = DL ↓ = LL (Beban "T")

**Gambar 3.8** Perhitungan Momen (Irawan, 2016)

Perhitungan Momen :

$$\text{Beban Truk} = 0.8 \times (S+0.6)Tu/10$$

$$\text{Merata} = (1/10) \times q \times (b_1)^2$$

Kontrol Geser Pons

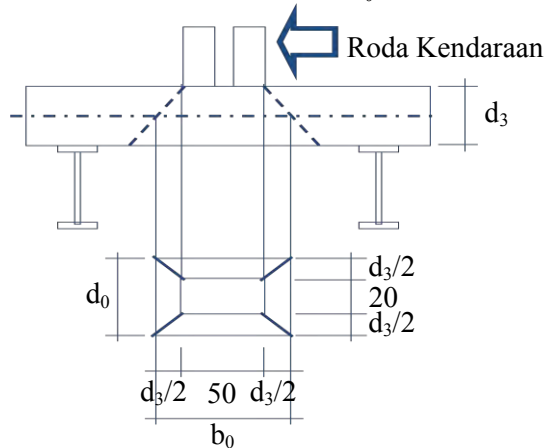
$$\text{Gaya geser (Vu)} = K_{TT}^U \times 112,5 \times (1+0.3)$$

$$\text{Kemampuan Geser (Vn}_0\text{)} = u.d(f_{cv} + 0,3f_{pe})$$

$$f_{cv} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_h} \right) \sqrt{f_c'} \leq 0,34 \sqrt{f_c'}$$

Kontrol

$$= Vu < Vn_0$$



Gambar 3.9 Model gambar perhitungan kontrol geser (Irawan, 2016)

3.4.2 Railing Jembatan

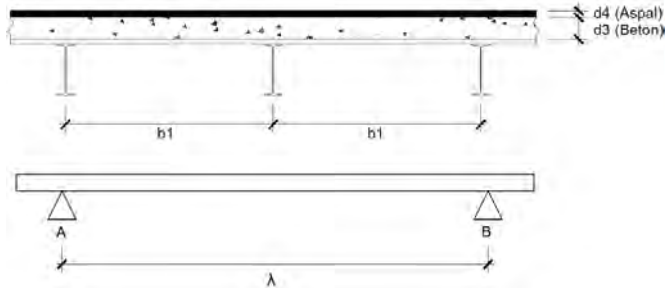
Railing jembatan direncanakan menerima beban $w = 0.75$ kN/m' yang bekerja sepanjang sandaran paling atas (RSNI T-02-2005 ps.12.5).

3.5 Gelagar Memanjang dan Gelagar Melintang

Gelagar memanjang berfungsi menyalurkan beban kendaraan pada pelat beton ke gelagar melintang. Sedangkan gelagar

melintang berfungsi menyalurkan beban-beban lantai kendaraan dan beban gelagar memanjang ke gelagar utama. Pembebanan pada gelagar mengacu pada SNI 1725:2016.

Pembebanan pada gelagar memanjang :



Gambar 3.10 Model gambar perhitungan beban mati balok memanjang (Irawan, 2016)

A dan B adalah tumpuan yang diasumsikan *simple connection* ke balok melintang.

Beban Mati (q_{MU}) :

Aspal $= d_4 \times \gamma_{aspal} \times b_1 \times LF$

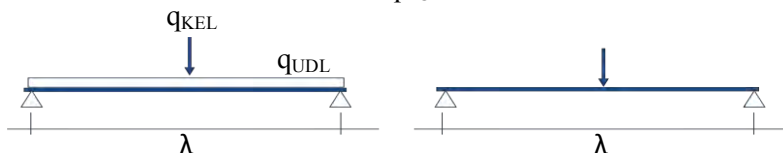
Pelat beton $= d_3 \times \gamma_{beton} \times b_1 \times LF$

Steeldeck $= 0.081 \text{ kN/m}^2 \times LF$

Berat Sendiri $= W_{profil} \times LF$

Momen akibat beban mati:

$$M_D = 1/8 \times q_{MU} \times \lambda^2$$



Gambar 3.11 Model gambar perhitungan beban lalu lintas balok memanjang (Irawan, 2016)

Beban Hidup :

$$q_{UDL} = 9 \text{ kPa} \times b_1 \times LF \text{ (untuk } L < 30 \text{ m)}$$

$$= 9 (0.5 + 15/L) \times b_1 \times LF \text{ (untuk } L > 30 \text{ m)}$$

$$q_{\text{KEL}} = 49 \text{ Kn/m} \times b_1 \times \text{LF} \times (1 + \text{DLA})$$

Momen akibat beban hidup :

$$M_{L1} = \frac{1}{4} q_{\text{KEL}} \times \lambda + \frac{1}{8} q_{\text{UDL}} \times \lambda^2$$

Beban Hidup Truk Terpusat “T” = 112,5 KN

$$T_u = 112.5 \times 2 \times (1 + \text{DLA})$$

Momen akibat T_u :

$$M_{L2} = \frac{1}{4} \times T_u \times \lambda$$

Momen Total diambil yang terbesar :

$$M_T = M_D + M_{L1}$$

$$= M_D + M_{L2}$$

Kemudian gelagar yang merupakan profil-I canai panas ini di kontrol dengan mengacu pada SNI 1729-2015.

Kontrol Kapasitas Lentur

$$\phi M_n > M_u$$

Kontrol Kapasitas Geser

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 G2.1 (b) untuk badan dari semua profil simetris ganda dan profil simetris tunggal serta kanal lainnya, kecuali PSB bundar, koefisien geser badan, C_v , ditentukan sebagai berikut :

$$(i) \quad \text{Bila } h/t_w \leq 1,10 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = 1,0$$

$$(ii) \quad \text{Bila } 1,10 \sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w \leq 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w}$$

$$(iii) \quad \text{Bila } h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}$$

Kontrol Lendutan

Menurut RSNI T-03-2005 ps. 4.7.2 lendutan maksimum gelagar diatas dua tumpuan $L/800$.

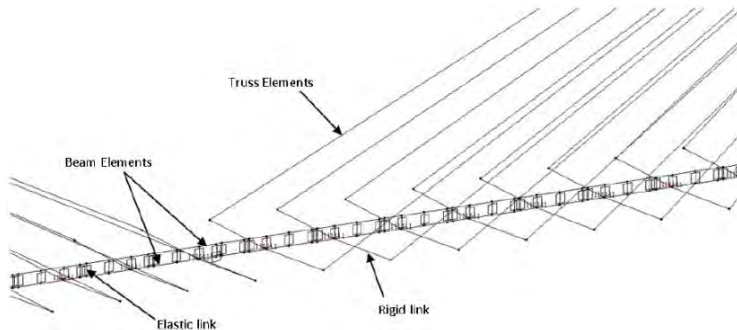
3.6 Permodelan *Fishbone*

3.6.1 Analisa Statis dan Dinamis Struktur Utama

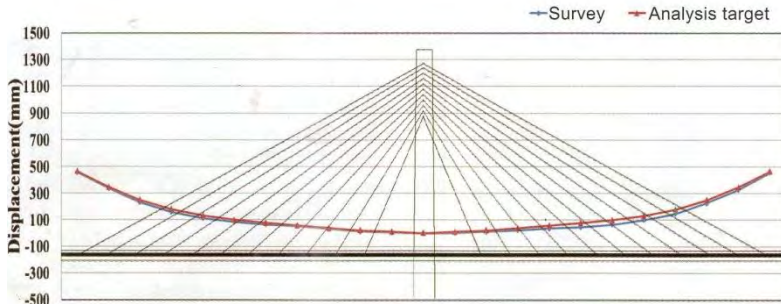
Struktur utama terdiri dari gelagar utama (*Steel Plate Girder*), Kabel dan Struktur *Pylon*. Analisa menggunakan program MIDAS/Civil. Selain menggunakan *Full Model Analysis*, permodelan juga dapat dimodelkan menggunakan *fishbone model* seperti yang dilakukan pada perencanaan jembatan Nhat Tan di Hanoi Vietnam, sehingga jumlah *Degree of Freedom* (DOF) pada permodelan dapat dikurangi, seperti yang terlihat pada Gambar 3.13. Selain itu pembebanan akan menjadi lebih sederhana dan waktu analisis pada program MIDAS menjadi lebih efektif.



Gambar 3.12 *Fishbone model*



Gambar 3.13 *Analysis fishbone model composition* pada jembatan Nhat Tan, di Hanoi Vietnam



Gambar 3.14 Perbandingan target hasil analisis *fishbone model* dan perpindahan (*displacement*) aktual yang terjadi saat *cantilever erection* pada jembatan Nhat Tan, di Hanoi Vietnam.

Analisa Statis

Beban statis terdiri dari :

1. Beban tetap

a) Berat sendiri

Berat sendiri merupakan berat elemen bahan dari struktur, ditambah dengan elemen bahan non struktural yang dianggap tetap. Untuk berat sendiri dari beberapa bahan menurut **SNI 1725:2016 Pasal 7.1**.

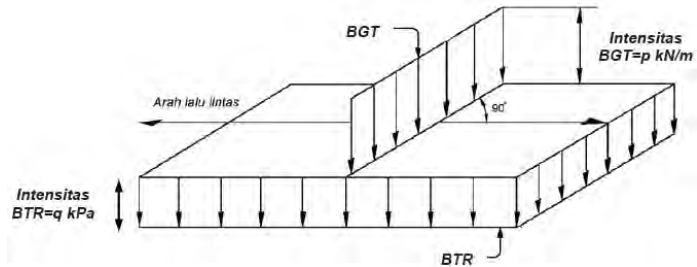
b) Beban mati tambahan

Beban mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada struktur yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah seiring dengan bertambahnya umur struktur.

2. Beban Lalu Lintas **SNI 1725:2016 Pasal 8**

1) Beban lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri dari beban tersebar merata (UDL) yang digabung dengan beban garis (KEL), lihat Gambar 3.14 berikut :



Gambar 3.15 Beban lajur “D”

Beban terbagi rata (UDL) mempunyai intensitas q kPa, dengan besarnya q tergantung pada panjang total :

$$L \leq 30\text{m} : q = 9.0 \text{ kPa}$$

$$L > 30\text{m} : q = 9.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa}$$

Panjang yang dibebankan L adalah panjang total UDL yang bekerja pada jembatan. Beban garis (KEL) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus arah lalu-lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49.0 kN/m.

3. Beban lingkungan

Beban lingkungan dapat terjadi karena pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan penyebab lainnya.

A) Beban angin

Beban angin dihitung berdasarkan SNI 1725-2016 Ps 9.6. Pada perencanaan jembatan ini, arah angin diasumsikan tegak lurus terhadap jembatan.

Menentukan kecepatan angin rencana (V_{DZ})

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10 m diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} , harus dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Dimana :

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana (km/jam)

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10 m di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)

V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1 m

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10$ m)

V_0 = kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam Tabel 7.2, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada Tabel 3.4 (mm)

Tabel 3.4 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Beban angin pada struktur (EW_s)

Berdasarkan SNI 1725-2016 Ps 9.9.1.1 beban angin pada struktur dihitung menggunakan rudmus :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Dimana :

PB = tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.5 (MPa)

Tabel 3.5 Tekanan angin dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekanan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/m pada bidang tekan dan 0,385 kPa pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/m pada balok atau gelagar.

Gaya angin pada kendaraan (EW_L)

Berdasarkan SNI 1725-2016 Ps 9.9.1.2 tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan

Analisa Dinamis (Gempa)

Beban gempa dianalisa dinamis dengan *response spectrum analysis* menggunakan bantuan program MIDAS/Civil, zona gempa ditentukan menurut RSNI 2833-201X.

3.6.2 Staging Analysis

Metode pelaksanaan/*Staging Analysis* konstruksi jembatan *cable stayed* ini didesain dengan *cantilever erection* dan dipengaruhi langsung oleh beban *form traveler*.

Metode analisis struktur dibuat dengan metode *demolishing procedure* melalui *backward solution*. Dimulai dari keadaan final jembatan dilanjutkan dengan melepas bagian per bagian hingga sampai pada keadaan awal pada metode pelaksanaan. Semua tahapan tersebut di-input-kan kedalam program MIDAS/Civil sehingga didapat hasil gaya per tahapan analisa.

3.7 Desain Kapasitas Gelagar Utama

Analisa ini dimaksudkan untuk mengetahui kemampuan *box girder* terhadap gaya yang bekerja dari berbagai kasus. Desain kapasitas mengacu pada SNI 1729-2015.

Kontrol akibat aksial dapat digunakan persamaan berikut :

$$\phi P_n > P_{u_{\max}}$$

Kontrol akibat kombinasi lentur + aksial

Jika $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ maka digunakan persamaan interaksi berikut :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rz}}{M_{cz}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

Jika $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$ maka digunakan persamaan interaksi berikut :

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rz}}{M_{cz}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

3.8 Analisa Stabilitas Aerodinamis

3.8.1 Frekuensi Alami

Frekuensi alami yang diperhitungkan adalah frekuensi lentur (f_B) dan frekuensi torsi (f_T). (Walther, 1999)

$$f_B = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{maks}} \right)^{1/2}$$

Dimana :

g = percepatan gravitasi m/dt^2
 v_{maks} = representasi maksimum deformasi statis karena berat sendiri dalam arah yang ditinjau

Untuk *cable-stayed* ada koreksi 10% (karena alas an distribusi masaa sepanjang gelagar dan kabel dan bentuk ragam getaran), sehingga rumus diatas menjadi :

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{maks}} \right)^{1/2}$$

Perhitungan frekuensi alam torsi f_T (Untuk lantai kendaraan kaku (penampang tertutup, misal plate) dihitung dengan rumus:

$$f_T = \frac{1}{2L} \left(\frac{GJ_t}{J_p} \right)^{1/2}$$

Dimana :

J_p = inersia polar per satuan panjang lantai kendaraan.

J_t = konstanta torsi.

GJ_t = kekakuan torsi penampang lantai kendaraan.

L = Bentang utama jembatan.

Untuk pradesain dianjurkan (untuk bentang kecil) :

$$\frac{f_T}{f_B} \cong 2,5 \text{ (Mathivat)}$$

3.8.2 Efek *Vortex-Shedding*

Pada kecepatan angin tertentu atau yang biasa disebut kecepatan kritis akan menimbulkan osilasi gaya akibat pusaran angin atau turbulensi , efek yang terjadi disebut *vortex-shedding*, maka dari itu efek ini perlu diperhitungkan. Untuk mendapatkan kecepatan kritis yang akan menyebabkan *vortex-shedding* digunakan persamaan angka Strouhal (S) :

$$S = \frac{f_B x h}{V} S$$

Dimana :

S = Angka Strouhal

= 0,20 untuk silinder dengan diameter h

= 0,10 – 0,20 untuk lantai kendaraan dengan tinggi h

= 0,10 jika udara mengalir pada satu sisi

f_B = Frekuensi alami akibat lentur

h = Tinggi lantai kendaraan

V = Kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka Strouhal

Kecepatan angin V dicari dengan menggunakan persamaan angka Strouhal.

$$V = \frac{f_B \cdot xh}{S}$$

Kemudian dicek dengan menggunakan persamaan angka Reynold (untuk mengevaluasi efek pusaran) harus memenuhi persyaratan dan besarnya, $R_e = 10^5$ sampai 10^7 (Walther, 1999)

$$R_e = \frac{VB}{\bar{\nu}}$$

Dimana :

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka Strouhal

B = lebar lantai kendaraan.

$\bar{\nu}$ = viskositas kinematik udara ($0,15 \text{ cm}^2/\text{detik}$)

Akibat terpaan angin, akan terjadi gaya *uplift* atau gaya angkat yang besarnya:

$$F_o = \rho \frac{V^2}{2} Cxh$$

Dimana :

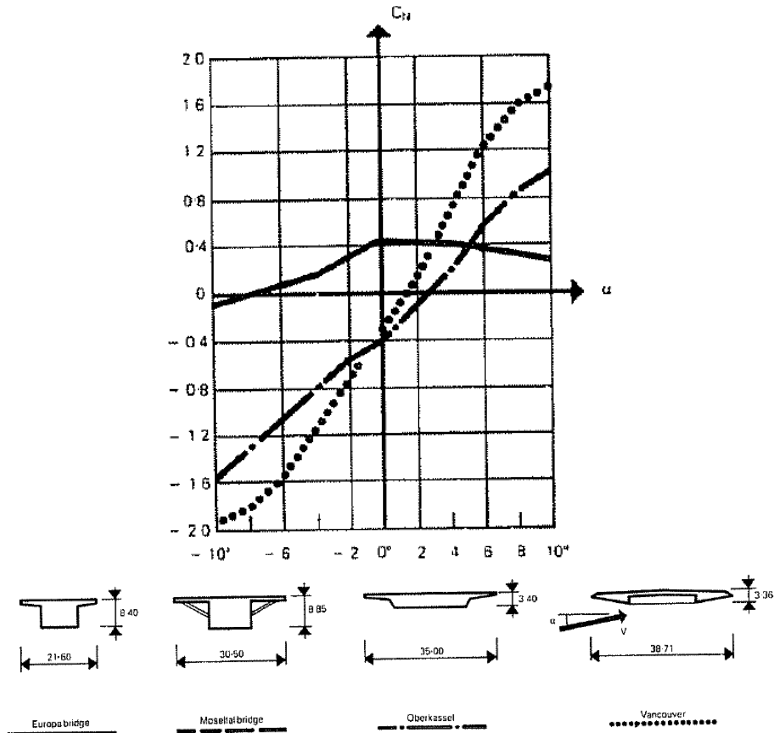
F_o = gaya angkat

ρ = density/kerapatan udara = $1,3 \text{ kg/m}^3$

h = tinggi lantai kendaraan

C = koefisien gaya angkat penampang, tergantung f & V

dapat ditentukan melalui grafik berikut



Gambar 3.16 Koefisien C dari empat penampang berdasarkan sudut angin menerpa *deck* jembatan. (Walther, 1999)

Grafik diatas adalah hasil percobaan dari empat bentuk penampang lantai kendaraan jembatan-jembatan yang sudah berdiri. Penampang yang ditandai sudah cukup merepresentasikan bentuk penampang lantai kendaraan yang dipakai. pada kenyataannya, angin tidak selalu menabrak jembatan dalam arah horisontal sempurna. Terkadang terdapat sudut α yang berkisar antara 3° sampai 9° (rata-rata 6°) (Walther, 1999).

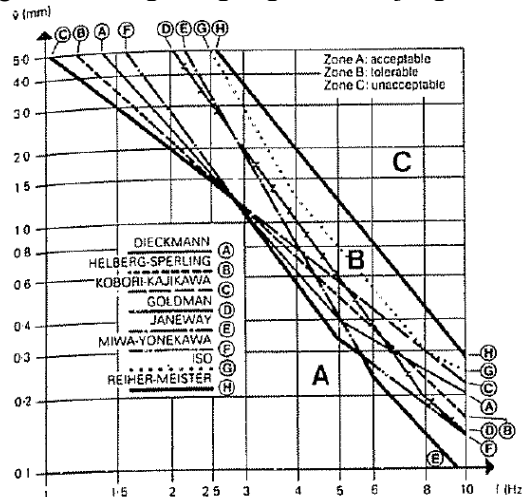
Gaya ini menimbulkan osilasi pada gelagar dengan nilai amplitudo yang dapat dihitung sebagai berikut :

$$\hat{v} = \frac{\pi}{\delta} \times \frac{F_o}{m} v_{maks}$$

Dimana :

- \hat{v} = Amplitudo osilasi
- δ = Penurunan logaritmik (koefisien peredaman)
- F_o = Gaya angkat
- v_{maks} = Deformasi statis maksimum struktur karena berat sendiri dalam arah yang ditinjau
- m = Berat sendiri lantai kendaraan per meter lari

Penurunan logaritmik (koefisien peredaman) ditentukan berkisar 0.05 (Walther,1999). Fleksibilitas lantai kendaraan didefinisikan sebagai rasio antara beban dan deformasi yang dihasilkan. Berat sendiri lantai kendaraan yaitu terdiri dari berat pelat, gelagar melintang dan gelagar memanjang.



Gambar 3.17 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo getaran (Walther, 1999).

Bila perlu, perhitungan dapat dilanjutkan dengan mencari nilai percepatan getaran yang dihasilkan dengan persamaan sebagai berikut

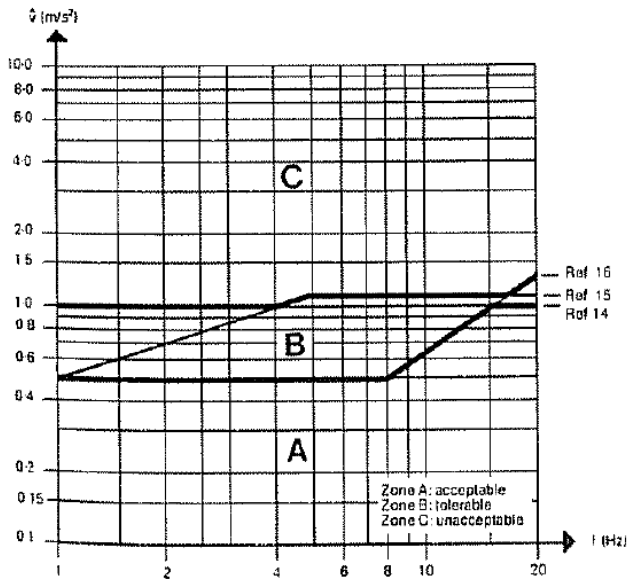
$$\hat{\hat{v}} = 4.\pi.f^2.\hat{v}$$

Dimana :

$\hat{\hat{v}}$ = Percepatan akibat isolasi

\hat{v} = Amplitudo osilasi

f = Frekuensi alami = f_B



Gambar 3.18 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther,1999)

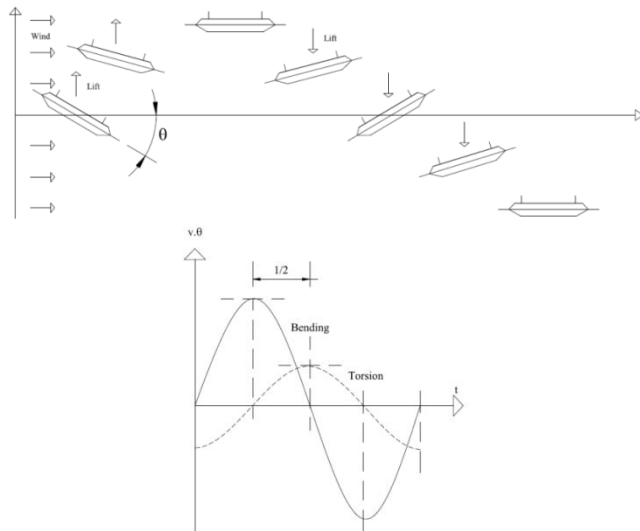
Diharapkan nilai \hat{v} dan $\hat{\hat{v}}$ adalah kecil agar tidak menimbulkan *physiological effects*. Untuk meminimalisasi vortex-shedding ini, beberapa langkah dapat diambil (Walther, 1999).

- ✓ Memberikan lantai kendaraan penampang yang lancip di tepinya untuk membelah angin. Dengan begitu, tidak terjadi turbulensi. Akan tetapi sistem lantai kendaraan jembatan ini dengan *twin plate girder*.
- ✓ Memasang *deflector* atau pengarah angin di sudut-sudut penampang

3.8.3 Efek *Flutter*

Flutter terjadi jika muncul ayunan lentur dan ayunan torsi akibat terpaan angin pada kecepatan kritis. Gabungan antara ayunan lentur dan ayunan torsi ini semakin lama akan semakin besar walaupun kecepatan kritis tetap dan akan menyebabkan runtuhnya struktur. (Walther, 1999).

Yang harus dihindari amplitudo akibat lentur dan torsi tidak terjadi bersamaan, yang ideal berjarak $t = \frac{\pi}{2} = 1,57$ detik, seperti gambar berikut :



Gambar 3.19 Representasi sederhana *flutter* pada lantai kendaraan jembatan (Walther, 1999)

Untuk mendapatkan kecepatan kritis teoritis, digunakan metode Klöppel, yang didasarkan pada teori Theodorsen yang meneliti efek *flutter* pada sayap pesawat. Dimana besarnya $V_{\text{kritis teoritis}}$ dapat dicari dengan grafik berikut dengan tergantung dari 3 besaran (Walther, 1999) :

$$1. \mu = \frac{m}{\pi \cdot \rho \cdot b^2}$$

$$2. \varepsilon = \frac{f_T}{f_B}$$

$$3. \frac{\delta}{b}$$

$$V_{\text{kritis-teoritis}} = 2 \cdot \pi \cdot f_B \cdot b$$

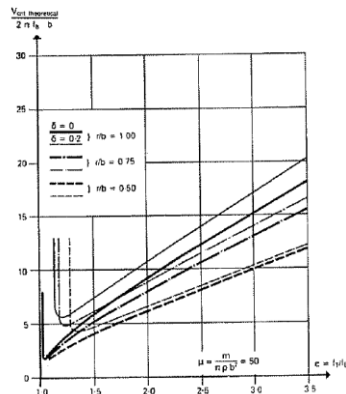
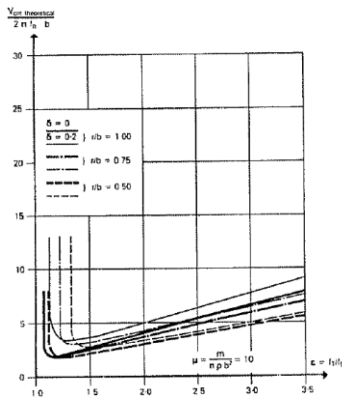
Dimana :

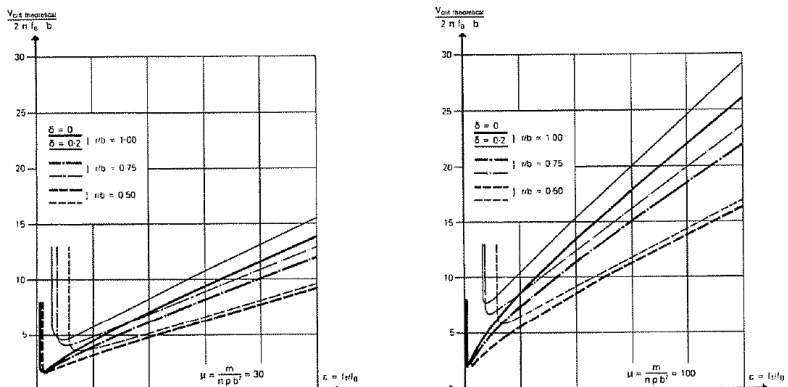
$b = \frac{1}{2}$ lebar lantai kendaraan

$m =$ serat sendiri lantai kendaraan per meter lari

$\rho =$ density/kerapatan udara = $1,3 \text{ kg/m}^3$

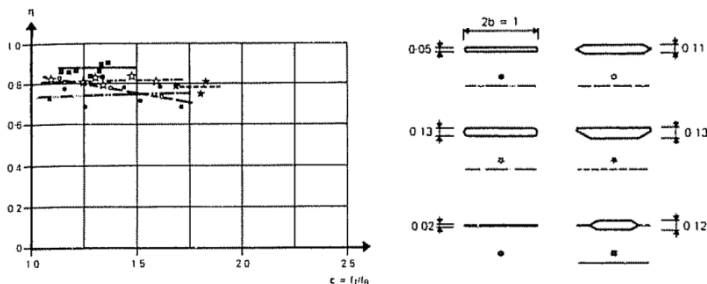
$b =$ setengah lebar lantai kendaraan





Gambar 3.20 Kecepatan kritis teoritis untuk *flutter*. (Walther, 1999)

Besar kecepatan kritis teoritis ini harus dikoreksi menjadi kecepatan kritis aktual yang kenyataannya lebih kecil dari kecepatan kritis teoritis berdasarkan koreksi sudut datang angin terhadap arah horizontal yang rata-rata 6° . Nilai η , koefisien koreksi dapat cari menggunakan grafik berikut (Walther, 1999) :



Gambar 3.21 Koefisien koreksi $\eta = V_{\text{kritis aktual}} / V_{\text{kritis teoritis}}$. (Walther, 1999)

Pada kenyataannya, angin tidak selalu menabrak jembatan dalam arah horizontal sempurna. Terkadang terdapat sudut α yang berkisar antara 3° sampai 9° (rata-rata 6°). Maka dari itu,

diperlukan lagi koreksi. Untuk lantai kendaraan dengan penampang aerodinamis, koreksi ini sebesar 0.5 (Walther, 1999).

$$\eta_{(\alpha=\pm 6^\circ)} = 0,5x\eta_{(\alpha=0^\circ)}$$

Sehingga :

$$V_{kritis-aktual} = \eta x V_{kritis-teoritis}$$

3.9 Desain Kabel dan Anker di Gelagar

Desain kabel

Kabel di desain berdasarkan gaya aksial yang terjadi akibat kombinasi-kombinasi pembebanan.

Desain angker pada gelagar

Pada desain ini anker dipasang sesuai dengan jumlah *strand* yang direncanakan dari perhitungan sebelumnya. Dilakukan kontrol tegangan pelat baja pada saat *stressing* (pemberian gaya tarik).

Tegangan ijin pelat baja pada saat pemberian gaya tarik :

$$f_{yp} = 0,8.f_y \sqrt{\frac{A_{p'}}{A_p}} - 0,2$$

Tegangan di bawah pelat anker :

$$f_t = \frac{P}{A_p}$$

- a. Kuat lentur pelat sayap
SNI03-1729-2002, ps. 8.10.2
 $\phi R_b = \phi.6,25.t_f^2.f_y$
- b. Kuat leleh pelat badan
SNI03-1729-2002, ps. 8.10.3
 $\phi R_b = \phi.(5k + N).t_w.f_y$

dimana :

k = tebal pelat sayap ditambah jari-jari peralihan

N = dimensi arah longitudinal pelat perletakan atau tumpuan, minimal sebesar k .

c. Kuat tekuk dukung pelat badan

SNI 03-1729-2002, ps. 8.10.4 (8.10-4.c)

$$\phi R_b = 0,39.t_w^2 \left[1 + \left\{ 4 \left(\frac{N}{d} \right) - 0,2 \right\} \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E.f_y t_f}{t_w}}$$

d. Kuat tekuk lentur pelat badan

SNI03-1729-2002, ps. 8.10.6

$$\phi R_b = \frac{12,08 t_w^3}{h} \sqrt{E f_y}$$

3.10 Penulangan Str. *Pylon* dan Desain Anker pada *Pylon*

Tulangan pokok dihitung dengan program bantu *spColumn* dan balok pengaku *pylon* direncanakan sebagai balok pratekan. Perencanaan disesuaikan dengan SNI 2847-2013.

Desain anker pada *pylon*

Anker kabel yang dipasang menyesuaikan jumlah *strand* kabel yang telah dihitung. Analisa ini meliputi cek tegangan pada beton pada saat pemberian gaya tarik (*stressing*).

Pemberian gaya tarik dilakukan pada saat beton berusia 14 hari, dengan kuat tekan beton diperkirakan 85% f'_c .

$$f'_c = 85\% \times f'_c$$

$$f_{cp} = 0,8.f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0,2}$$

Dimana :

$$A_2 = H \times H$$

$$A_1 = (A \times A) - \text{Area } \emptyset D$$

Tegangan di bawah pelat anker :

$$f_t = \frac{P}{A_1}$$

Kontrol :

$$f_{cp} > f_t$$

3.11 Menyusun Gambar

Tahapan akhir dari perencanaan berupa penyusunan gambar kerja, dalam pengerjaannya digunakan program bantu AutoCAD. Susunan gambar kerja berupa :

- Denah jembatan
- Potongan melintang dan memanjang
- Penulangan
- Konfigurasi kabel dan Struktur utama

BAB IV PRELIMINARY DESAIN

Dalam melakukan perhitungan suatu struktur jembatan, perlu dilakukan perkiraan dari dimensi-dimensi elemen struktur awal jembatan berdasarkan referensi terkait yang disesuaikan dengan parameter yang telah ada sebelumnya. Tataan system kabel, dimensi awal gelagar, kabel dan *pylon* akan digunakan sebagai data awal untuk menganalisa struktur tersebut. Jika dalam analisa selanjutnya ternyata dimensi awal tidak memenuhi syarat kemampuan strukturnya, maka parameter-parameter sebelumnya dapat diubah seperlunya.

4.1 Tataan Sistem Kabel

Tataan sistem kabel arah lateral jembatan berupa *Two Inclined Planes System*, sedangkan arah longitudinal jembatan berupa *fan pattern*, lihat Gambar 4.1 dan 4.2.

- 1) Panjang bentang jembatan tipikal
L = 480 m, dengan

Panjang total jembatan (*multi-span*):
L = 960 m

- 2) Jarak kabel pada gelagar menurut Whalter dkk. (1999) :
 - a. Gelagar baja (15 m – 25 m)
 - b. Gelagar beton (5 – 10 m)

Direncanakan menggunakan 7 kabel

$$\lambda = \frac{[(l - CL)/2]}{n} = \frac{[(240 - 16)/2]}{7} = 16 \text{ m}$$

- 3) Tinggi *pylon* (h) dicari dengan persamaan berikut :
 $h \geq L/6$ sampai $L/8$ (Troitsky 1977 hal 33)
 $240/6 \leq h \leq 240/8$

$$80 \text{ m} \leq h \leq 60 \text{ m}$$

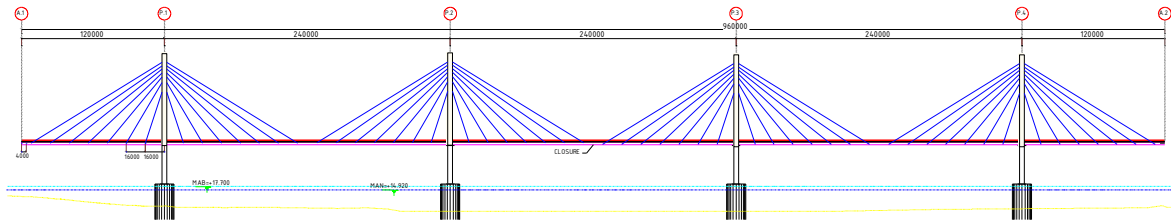
Atau,

$$h \geq 0,465 \times n \times \lambda \text{ (Troitsky 1977 hal 181)}$$

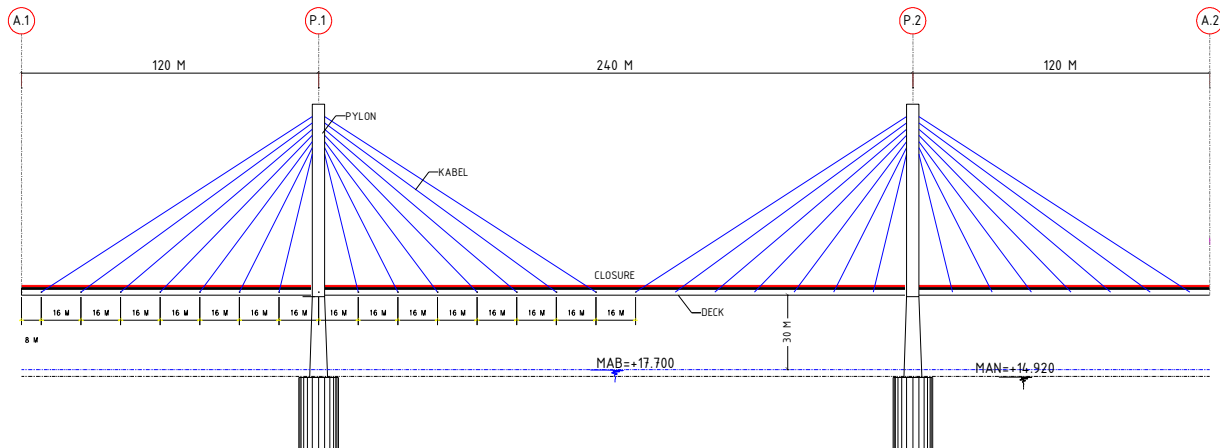
$$h \geq 0,465 \times 7 \times 16$$

$$h \geq 52 \text{ m}$$

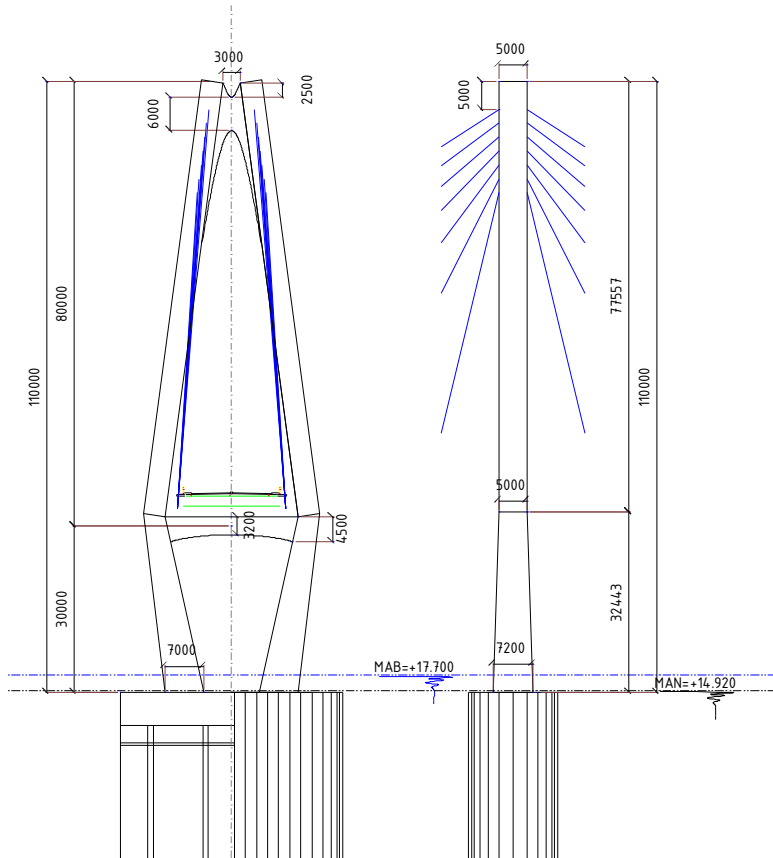
Maka digunakan tinggi *pylon* (h) adalah 80 m.



Gambar 4.1 Jembatan rencana



Gambar 4.2 Tataan system kabel arah longitudinal berupa *fan pattern*



Gambar 4.3 Tatanan system kabel arah lateral berupa *Two Inclined Planes System*

4.2 Dimensi Gelagar Memanjang

Gelagar memanjang direncanakan menggunakan profil WF

$$\text{Tinggi gelagar memanjang (d)} \geq \frac{L}{12}$$

$$\text{Panjang balok (L)} = 4 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{L}{12}$$

$$d \geq \frac{4}{12} = 0,33m$$

Direncanakan menggunakan profil WF 350.175.7.11

$$d = 350 \text{ mm} \quad tw = 7 \text{ mm}$$

$$bf = 175 \text{ mm} \quad tf = 11 \text{ mm}$$

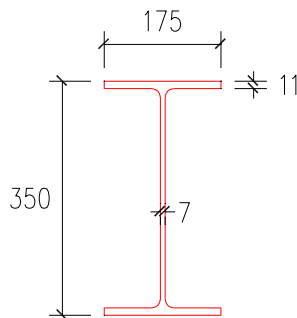
$$r = 14 \text{ mm} \quad w = 46,6 \text{ kg/m}$$

sifat mekanis baja struktural

$$BJ = 50$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

$$f_y = 490 \text{ MPa}$$



Gambar 4.4 Dimensi awal gelagar memanjang

4.3 Dimensi Gelagar Melintang

Gelagar memanjang direncanakan menggunakan profil WF *Walded*

$$\text{Tinggi balok (d)} \geq \frac{L}{9}$$

$$\text{Panjang balok (L)} = 17,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi balok (d)} \geq \frac{L}{9}$$

$$\text{Tinggi balok (d)} \geq \frac{17,5}{9} = 1,94m$$

Dalam perencanaan ini digunakan tinggi balok(d) = 1,95 m

Direncanakan menggunakan profil *Plate Girder*
1950.400.28.16

$$d = 1950 \text{ mm} \quad t_w = 16 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm} \quad t_f = 28 \text{ mm}$$

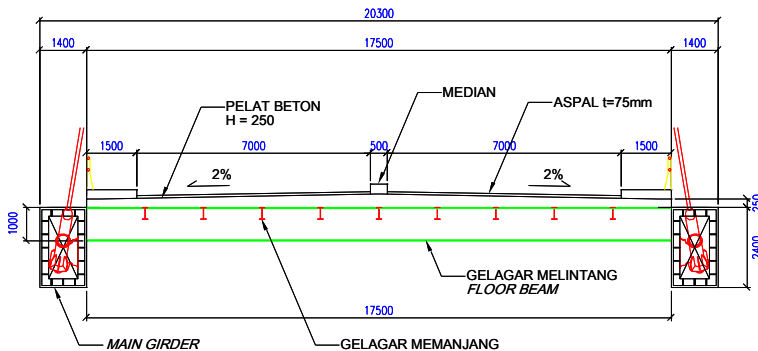
$$w = 390 \text{ kg/m}$$

sifat mekanis baja struktural

$$B_J = 50$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

$$f_y = 290 \text{ MPa}$$



Gambar 4.5 Tampak melintang jembatan

4.4 Dimensi Gelagar Utama

Gelagar utama direncanakan menggunakan profil *Twin rectangle box girder*, seperti pada gambar 4.4. Menurut Podolny (1976) dalam bukunya “*Construction & Design of Cable-Stayed Bridges*”, nilai perbandingan antara tinggi gelagar dengan bentang jembatan bervariasi antara (1/40) s.d. (1/100).

$$\text{Tinggi gelagar utama (h)} = \frac{1}{40} L \geq h \geq \frac{1}{100} L$$

$$= \frac{1}{40} 240 \geq h \geq \frac{1}{100} 240$$

$$= 6 \geq h \geq 2,4$$



Gambar 4.6 Tipe gelagar jenis *twin rectangle box girder*.

Dalam perencanaan ini, tinggi *box girder* direncanakan dengan perbandingan ($L/100$)

$$h = \frac{1}{100} 240$$

$$h = 2,4 \text{ m}$$

Direncanakan perkiraan awal menggunakan profil 2400.1400.60.60

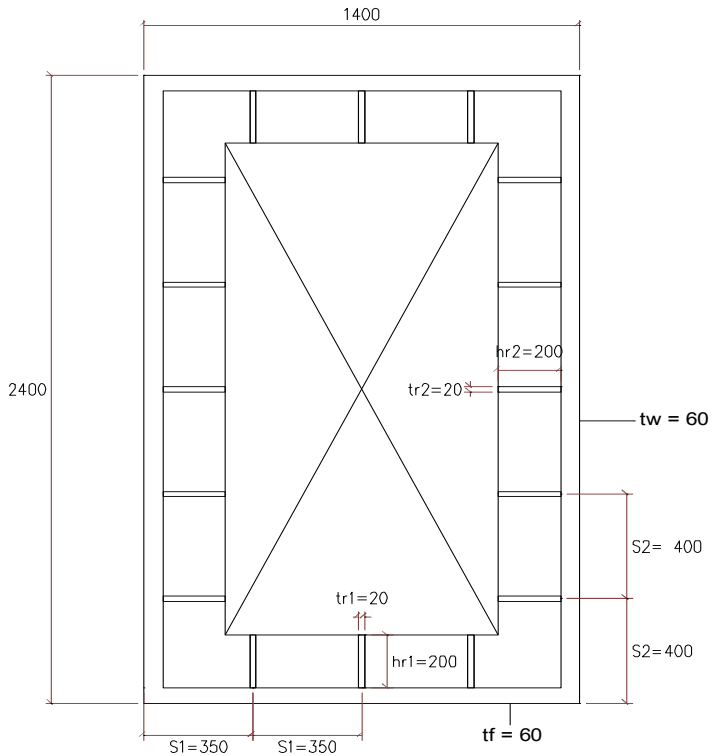
$$d = 2400 \text{ mm} \quad tw = 60 \text{ mm} \quad w = 390 \text{ kg/m}$$

$$bf = 1400 \text{ mm} \quad tf = 60 \text{ mm}$$

$$S1 = 350 \text{ mm} \quad S2 = 400 \text{ mm}$$

$$tr1 = 20 \text{ mm} \quad tr2 = 20 \text{ mm}$$

$$hr1 = 200 \text{ mm} \quad hr2 = 200 \text{ mm}$$



Gambar 4.7 Preliminary *twin I girder*.

4.5 Dimensi Awal Kabel dan Anker

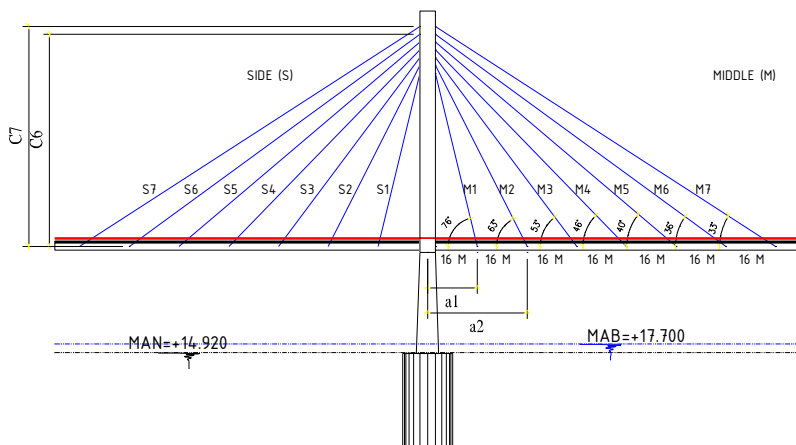
Menurut RSNI T-03-2005 pasal 12.6 kabel pemikul utama yang dipergunakan untuk struktur-struktur jembatan kabel dan jembatan gantung harus dibuat dari material mutu tinggi dengan kuat tarik minimum 1800 N/mm².

Ada dua jenis kabel *parallel VSL 7-wire strand* yang dapat digunakan untuk jembatan kabel, lihat tabel 4.1 :

Tabel 4.1 Dua jenis kabel *parallel VSL 7-wire strand*

Standard	ASTM A 416-06 Grade 270	Euronorme 138-3
Ø (mm)	15,2	15,7
A_s (mm ²)	140	150
f_u ($f_{ijin}=0,45f_u$)(Mpa)	1860 (837)	1770 (796,5)
Ukuran anker	7, 12, 19, 31, 37, 61, dan 91 strand	

Dalam perencanaan akan digunakan kabel tipe I (15,2 mm; 1860 MPa). Kabel bentang tepi diberi symbol “s” dan bentang tengah diberi symbol “m”. Penomoran kabel dimulai dari kabel yang terdekat dengan *pylon*.

**Gambar 4.8** Tatanan system kabel dan penamaan kabel

Dimensi awal kabel didekatkan dengan persamaan berikut (Gimsing, 1983) :

$$Asc_0 = \frac{(W\lambda + P)\cos\theta}{(0,45f_u)\sin 2\theta / 2 - \gamma.a}$$

Dimana :

A_{sc} = Luas penampang kabel

W = Beban mati dan hidup merata

P = Beban terpusat

λ = Jarak antara ngker kabel pada gelagar

θ = Sudut kabel terhadap horisontal

γ = Berat jenis kabel

$$= 77.01 \text{ kN/m}^3$$

f_u = Tegangan putus kabel

$$= 1860 \text{ Mpa} = 1860000 \text{ kN/m}^2$$

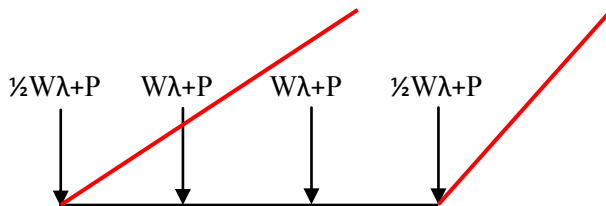
a = jarak mendatar dari *pylon* ke angker kabel pada gelagar.

$$\text{Jumlah kabel (n)} = \frac{A_{sc}}{A_s}, \text{ } A_s = \text{luas penampang kabel.}$$

Perhitungan $W\lambda+P$:

1. $W\lambda+P$ = Berat pada reaksi perletakan balok melintang yang diperoleh dari permodelan SAP2000.
= 1861,01 kN

Karena per kabel dibebani oleh 4 gelagar melintang, maka:



Gambar 4.9 Reaksi gelagar melintang yang dipikul kabel

$$W\lambda+P = 1861,01 \text{ kN} \times 3 = 5583,03 \text{ kN}$$

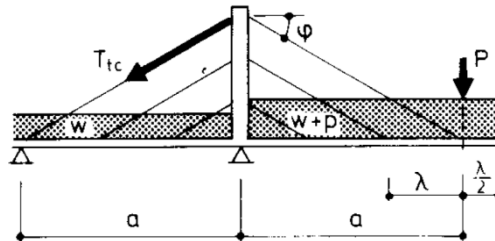
2. $W\lambda$ = Berat gelagar utama yang membebani 1 kabel
 W = $2 \times A$ (didapat dari analisa MIDAS) $\times 77 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times 0,565 \text{ m}^2 \times 77 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 77,86 \text{ kN/m} \\
 W\lambda &= 77,86 \text{ kN/m} \times 16 \text{ m} \times 1,1 \\
 &= 1370,378 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$3. \quad P_{\text{angker}} = 5 \text{ kN (asumsi)}$$

$$\text{Berat Total } W\lambda + P = 6958,41 \text{ kN}$$

Perhitungan penampang dan jumlah strand kabel untuk *preliminary design* sebagai berikut :



Gambar 4.10 Pembebanan padakabel (Gimsing, 1987)

Kabel M_1 :

$$a = 16 \text{ m}; \theta = 76^\circ; W\lambda + P = 6958,41 \text{ kN}$$

$$Asc_0 = \frac{(6958,41) \cos 76^\circ}{(0,45 \times 1860000) \sin(2 \times 76^\circ) / 2 - 77,01 \times 16} = 0,0086 \text{ m}^2$$

$$Asc_0 = 8622 \text{ mm}^2$$

Kabel tipe I ($\varnothing = 15,2 \text{ mm}$; $As = 140 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah kabel (n)} = \frac{Asc_0}{As} = \frac{8622}{140} = 62 \text{ kabel}$$

$$Asc = n \cdot As = 62 \times 140 = 8622 \text{ mm}^2$$

Tabel 4.2 Perhitungan penampang dan jumlah *strand* kabel

No.	θ (°)	$W\lambda+P$ (KN)	a_i (m)	Asc_0 (m ²)	Asc_0 (Mm ²)	n kabel	Asc mm2
M ₁	76	6958,41	16	0.0086	8622	62	8622
M ₂	63	6958,41	32	0.0094	9399	67	9399
M ₃	53	6958,41	48	0.0105	10506	75	10506
M ₄	56	6958,41	64	0.0116	11695	84	11695
M ₅	40	6958,41	80	0.0131	13130	94	13130
M ₆	36	6958,41	96	0.0144	14411	103	14411
M ₇	33	6958,41	112	0.0156	15617	112	15617
S ₁	76	6958,41	16	0.0086	8622	62	8622
S ₂	63	6958,41	32	0.0094	9399	67	9399
S ₃	53	6958,41	48	0.0105	10506	75	10506
S ₄	56	6958,41	64	0.0116	11695	84	11695
S ₅	40	6958,41	80	0.0131	13130	94	13130
S ₆	36	6958,41	96	0.0144	14411	103	14411
S ₇	33	6958,41	112	0.0156	15617	112	15617

Dalam pelaksanaan, kabel akan mengalami lendutan akibat berat sendiri. Tetapi dalam analisa dapat digunakan kabel yang lurus dengan koreksi pada nilai modulus elastisitasnya, sebagai berikut (H-J Ernst):

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(\gamma \cdot l)^2}{12\sigma^3} E}$$

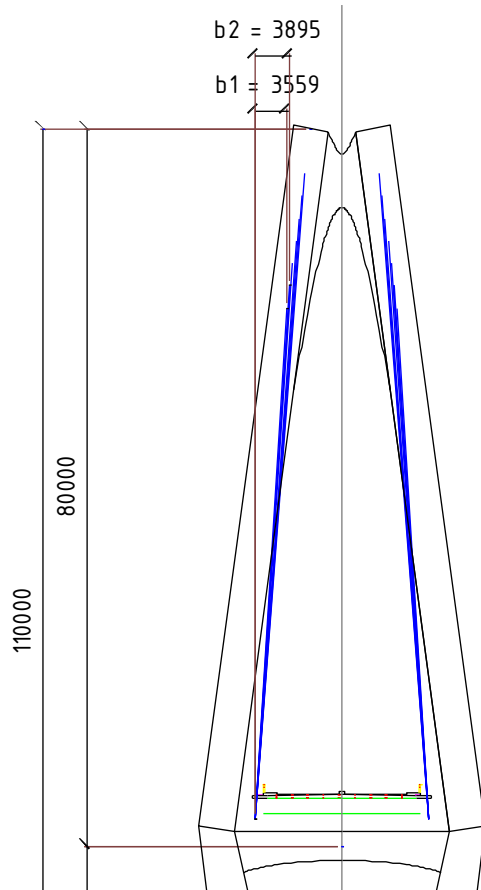
Dimana :

E_{eq} = Modulus elastisitas ekivalen

E = Modulus elastisitas kabel
= 200000 MPa

γ = Berat jenis kabel
= 77.01 kN/m³ = 77.01 x 10⁻⁶ N/mm³

σ = Tegangan tarik dalam kabel
 $= 0,45 \times f_u = 0,45 \times 1860 = 837 \text{ MPa}$
 l = jarak titik gantung kabel
 $= \sqrt{a^2 + b^2 + c^2}$



Gambar 4.11 Tatanan sistem kabel

KabelM₇ :

a = 16 m; b = 3,56 m; c = 56 m

$$l = \sqrt{16^2 + 3,56^2 + 56^2} = 16,84 \text{ m}$$

$$E_{eq} = \frac{200000}{1 + \frac{(77,01 \times 10^{-6} \times 16846,5)^2}{12 \times 837^3}} \times 200000 = 199577 \text{ MPa}$$

Tabel 4.3 Perhitungan modulus elastisitas ekivalen

No	ai	bi	ci	l	E _{eq}
	(m)	(m)	(m)	(mm)	(Mpa)
M ₁	16	3.56	56	16846.5	199990
M ₂	32	3.89	58.5	32511.9	199964
M ₃	48	4.23	61	48402.2	199921
M ₄	64	4.57	63.5	64349.8	199860
M ₅	80	4.9	66	80321	199783
M ₆	96	5.24	68.5	96304.1	199688
M ₇	112	5.57	71	112138	199577
S ₁	16	3.56	56	16846.5	199990
S ₂	32	3.89	58.5	32511.9	199964
S ₃	48	4.23	61	48402.2	199921
S ₄	64	4.57	63.5	64349.8	199860
S ₅	80	4.9	66	80321	199783
S ₆	96	5.24	68.5	96304.1	199688
S ₇	112	5.57	71	112138	199577

Dari Tabel 4.3 dapat diamati bahwa koreksi modulus elastisitas yang terjadi sangatlah kecil (kurang dari 0,5%) sehingga dapat diabaikan. Hal ini berarti lendutan kabel yang

terjadi akibat berat sendiri sangatlah kecil, sehingga dapat dianggap sebagai kabel lurus.

4.6 Dimensi Struktur *Pylon*

Besarnya dimensi *pylon* diperkirakan berdasar nilai jumlah gaya aksial tekan kabel untuk satu sisi kolom vertikal.

- 1) Material *pylon* = beton bertulang
- 2) f'_c = 40 Mpa = 0,04 kN/mm²
- 3) f_y = 400 Mpa

Luas penampang *pylon* dapat dicari dengan persamaan berikut:

$$A_{perlu} = \frac{T}{f'_c}$$

Dimana :

A_{perlu} = Luas penampang *pylon*

T = Gaya aksial total pada *pylon*

(Asumsi b = lebar penampang ; h = tinggi penampang = $2b$)

Besarnya gaya yang terjadi pada *pylon* akibat kabel dapat dilihat pada Tabel 4.4

Tabel 4.4 Perhitungan gaya aksial pada *pylon*

No. Kabel	a	T
	(°)	(kN)
M ₁	76	6958,41
M ₂	63	6958,41
M ₃	53	6958,41
M ₄	46	6958,41
M ₅	40	6958,41
M ₆	36	6958,41
M ₇	33	6958,41
S ₁	76	6958,41

S ₂	63	6958,41
S ₃	53	6958,41
S ₄	46	6958,41
S ₅	40	6958,41
S ₆	36	6958,41
S ₇	33	6958,41
T =		97417,7

Gaya aksial total (T) = 97417,7 kN

b = lebar penampang; h = tinggi penampang = 2b

$$A_{perlu} = \frac{T}{f'_c} = \frac{97417,7}{0,04} = 2.435.443 \text{ mm}^2 = 24.354,4 \text{ cm}^2$$

Asumsi akibat pengaruh momen lentur 50%, maka :

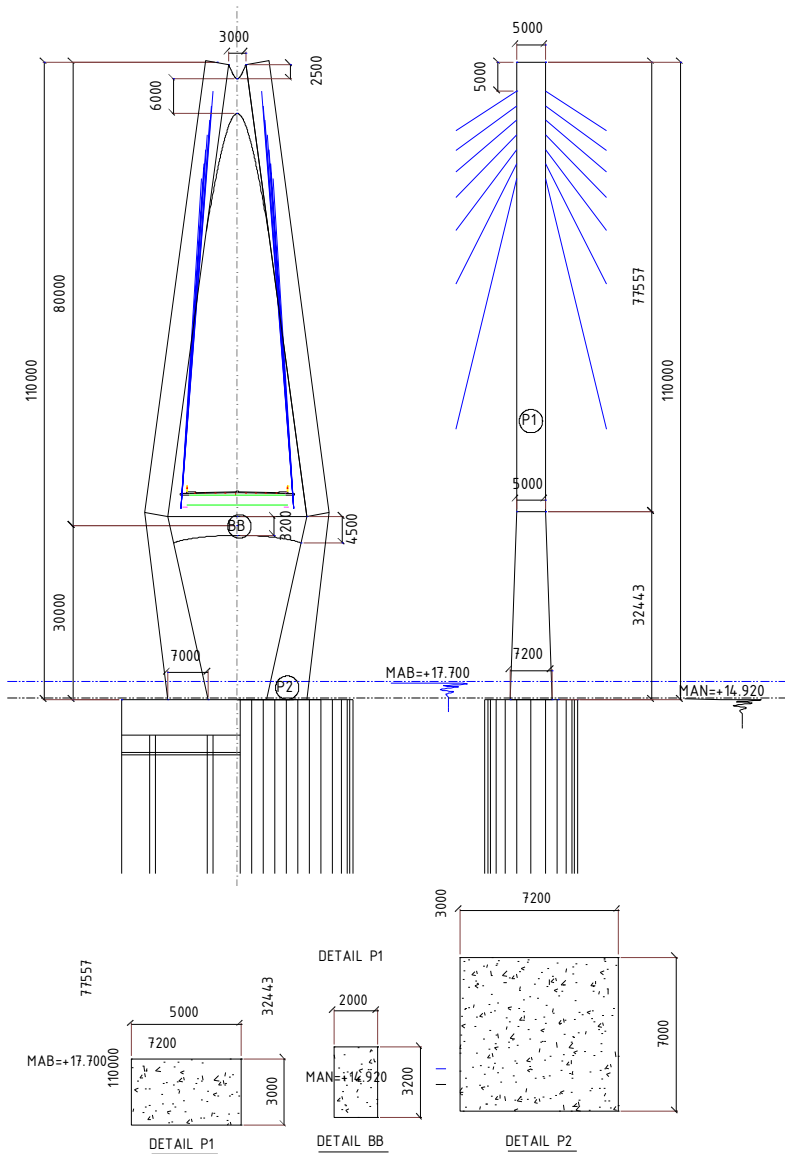
$$A_{tot} = 1,5 \times A_{perlu} = 1,5 \times 24.354,4 \text{ cm}^2 = 36.531,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas penampang (A)} = b \times 2b = 2b^2$$

$$b = \sqrt{\frac{A_{tot}}{2}} = \sqrt{\frac{36.531,64}{2}} = 135 \text{ cm}$$

$$h = 2 \times 169 = 270 \text{ cm}$$

Karena tinggi *pylon* yang mencapai 80 m dan jika menggunakan dimensi diatas akan terlihat langsing, maka digunakan dimensi b = 300 cm; h = 500 cm.



Gambar 4.12 Preliminary pylon

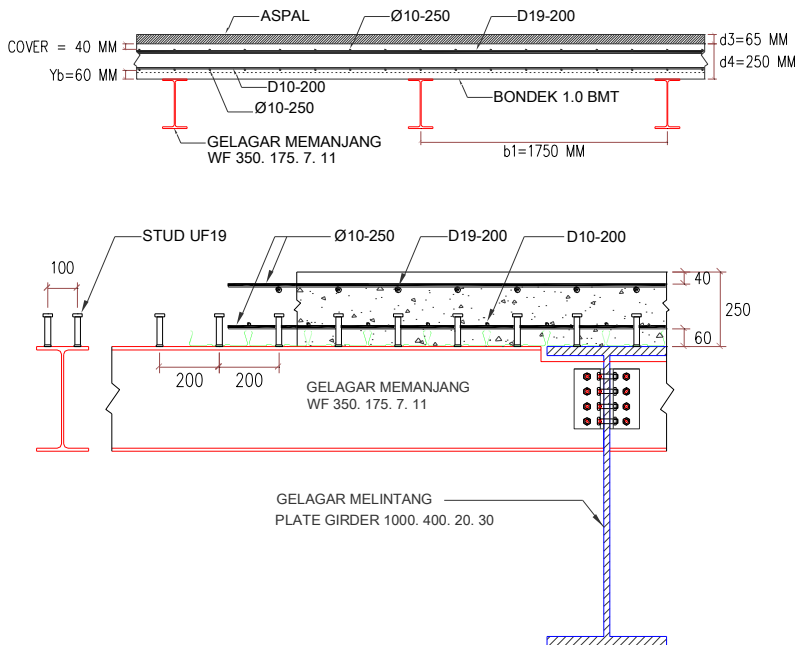
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V STRUKTUR SEKUNDER

Dalam perencanaan jembatan ini, struktur sekunder terdiri dari pelat lantai dan sandaran. Struktur sekunder dianalisa secara terpisah dengan struktur utama. Hal ini dikarenakan struktur sekunder tidak banyak mempengaruhi perilaku struktur utama. Hasil perhitungan struktur sekunder dapat berlaku sebagai beban saat analisa struktur utama jembatan.

5.1 Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan

Pelat lantai kendaraan berupa beton komposit antara beton bertulang dengan *steeldeck*.



Gambar 5.1 Potongan pelat lantai jembatan

$$d3 \geq 200 \text{ mm}$$

$$d3 \geq 100 + 40 \times b1$$

$$d3 \geq 100 + 40 \times 1750 \text{ mm}$$

$$d3 \geq 170 \text{ mm}$$

Digunakan $d3 = 250 \text{ mm}$

$$\frac{I_y}{I_x} = \frac{4}{1,75} = 2,29 > 2, \text{ maka pelat satu arah}$$

Tebal aspal yang disyaratkan 50 s/d 80 mm, digunakan tebal aspal adalah 65 mm.

Data Perencanaan :

$$d3 = 250 \text{ mm}$$

$$w_{steeldeck} = 0,0814 \text{ kN/m'}$$

$$d4 = 65 \text{ mm}$$

$$w_{pelaksanaan} = 2,5 \text{ kN/m'}$$

$$\gamma_{beton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{aspal} = 22 \text{ kN/m}^3$$

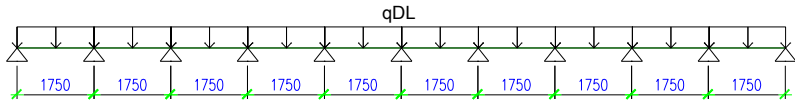
$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

5.1.1 Pembebanan

1. Beban Mati

- Berat pelat beton
 - $= d3 \times \gamma_{beton} \times 1 \text{ m} \times \text{LF}$
 - $= 250 \times 24 \times 1 \times 1,3$
 - $= 7,80 \text{ kN/m'}$
- Berat aspal
 - $= d4 \times \gamma_{aspal} \times 1 \text{ m} \times \text{LF}$
 - $= 250 \times 22 \times 1 \times 1,4$
 - $= 2,002 \text{ kN/m'}$
- Berat *steeldeck*
 - $= w \times 1 \text{ m} \times \text{LF}$
 - $= 0,0814 \times 1 \times 1,1$
 - $= 0,0895 \text{ kN/m'}$

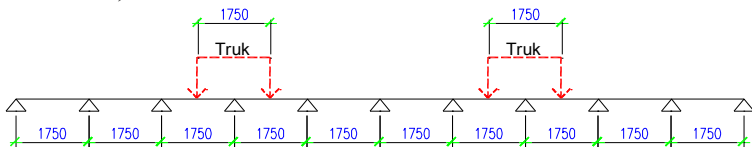
- qDL Total
= 9,89 kN/m'



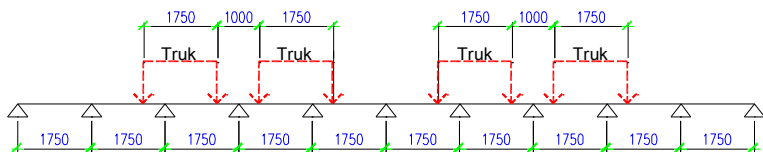
Gambar 5.2 Pembebanan beban mati (qDL)

2. Beban Hidup

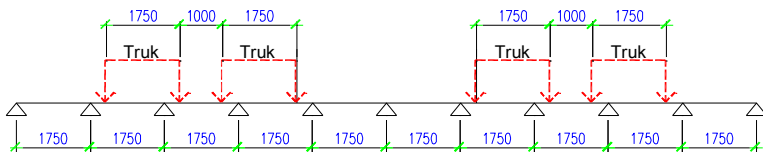
Pelat direncanakan hanya menerima beban truk “T” (SNI 1725:2016 ps.8.4). dimodelkan sebagai dua as roda, masing-masing 112,5 kN, dengan jarak 1,75 m arah melintang jembatan (SNI 1725:2016 ps.8.4.1 dan gambar 26).



Gambar 5.3 Pembebanan beban truk model 1



Gambar 5.4 Pembebanan beban truk model 2



Gambar 5.5 Pembebanan beban truk model 3

- ✓ Faktor untuk beban T = 2,0 (SNI 1725:2016 Tabel.13)
- ✓ Faktor Beban Dinamis (FBD)
Untuk pembebanan truk “T”, FBD diambil 30% (SNI 1726:2016 ps.8.6)

$$\begin{aligned}
 \text{Sehingga beban “T”} &= 112,5 \text{ kN} \times \text{DLA} \times \text{LF} \\
 &= 112,5 \text{ kN} \times 1,3 \times 2,0 \\
 &= 292,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

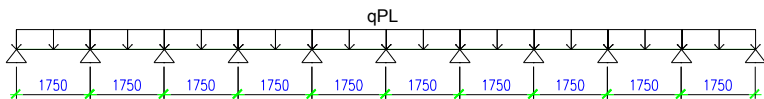
3. Beban pengaruh pelaksanaan (SNI 1725:2016 ps.10.3)

Pengaruh beban muncul terdiri atas :

- a) Beban yang disebabkan oleh aktivitas pelaksanaan itu sendiri;
- b) Aksi lingkungan yang mungkin timbul selama waktu pelaksanaan

Dalam kasus ini beban diasumsikan sebagai pengaruh dari proses pengecoran, yaitu pekerja, peralatan dan penyebaran beton dari *concrete pump* yang tidak merata sebesar 2,5 kN.

$$qPL = 2,5 \text{ kN} \times 1 \text{ m} \times \text{LF (SNI 1725:2016 Tabel 10)}$$



Gambar 5.6 Pembebanan akibat pengaruh pelaksanaan

4. Rekapitulasi Beban

Tabel 5.1 Rekapitulasi pembebanan lantai kendaraan

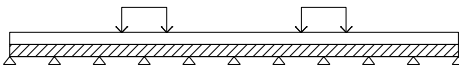
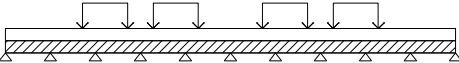

Jenis Beban	Nilai	Satuan
Beban Mati (DL)		
Beban pelat beton	7.8	kN/m'
Beban aspal	2.002	kN/m'
Beban <i>steeldeck</i>	0.08954	kN/m'

Beban Hidup (LL)			
	Beban Truk	292.5	kN
Beban Pelaksanaan			
	Beban pelaksanaan	2.5	kN/m'

5. Konfigurasi beban

Untuk mendapat pengaruh yang paling menentukan, beban dikonfigurasi dalam keadaan ultimit, seperti berikut :

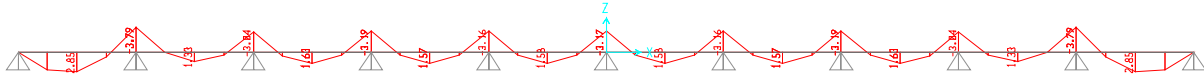
Tabel 5.2 Kombinasi pembebanan

Model	Kombinasi	Gambar
1	DL+PL+LL	
2	DL+PL+LL	
4	DL+PL+LL	

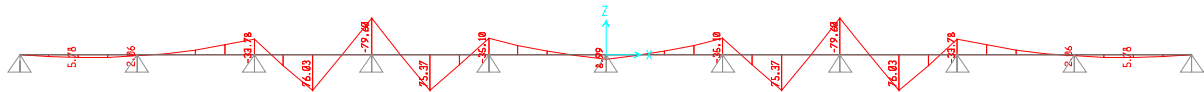
□ = PL ▨ = DL ↓ = LL (Beban "T")

5.1.2 Hasil Analisa

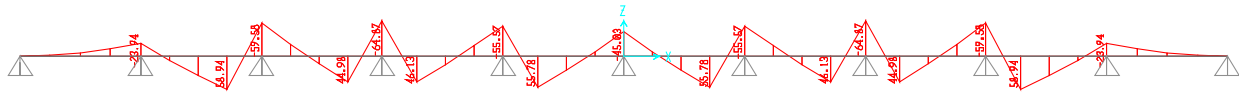
Analisa dilakukan menggunakan program bantu SAP2000. Pelat dianalisa dengan dua kondisi, yaitu: sebelum dan sesudah komposit. Sebelum komposit terjadi saat beton masih basah, yang dipikul sepenuhnya oleh *steeldeck* dan pengaruh beban pelaksanaan. Sedangkan setelah komposit, terjadi ketika semua beban sudah bekerja, yang dipikul oleh pelat beton komposit (beton bertulang dan *steeldeck*).



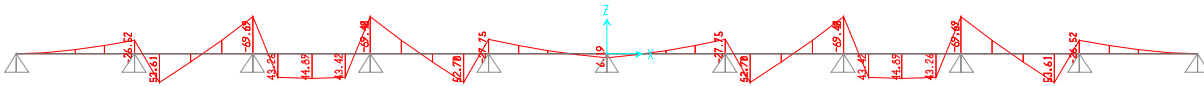
Gambar 5.7 Momen pelat sebelum komposit



Gambar 5.8 Momen pelat model 1



Gambar 5.9 Momen pelat model 2



Gambar 5.10 Momen pelat model 3

Sebelum Komposit $M_{\max} = 3,79 \text{ kN-m}$

Setelah Komposit

Tabel 5.3 Mmax pelat sesudah komposit

Model	Mmax ⁽⁺⁾ di lapangan (kN-m)	Mmax ⁽⁻⁾ di tumpuan (kN-m)
1	76,03	79,6
2	58,94	64,87
3	53,61	69,69

Dari tabel di atas, maka digunakan Mmax⁽⁺⁾ dan Mmax⁽⁻⁾ terbesar, yaitu pada model 1.

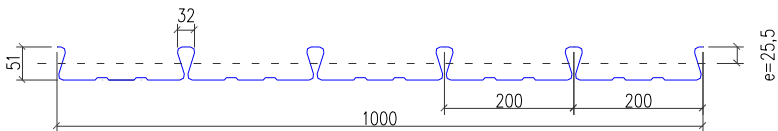
5.1.3 Perhitungan *Steeldeck* dan Penulangan Pelat

Untuk menentukan tulangan setelah komposit, digunakan akibat pengaruh Mmax⁽⁺⁾ dan Mmax⁽⁻⁾ terbesar, dari hasil analisa sebelumnya, bahwa yang paling menentukan adalah model 1.

1. Tebal pelat *steeldeck* sebelum komposit

Direncanakan menggunakan LYSAGHT BONDEK 1.0 BMT, dengan spesifikasi sebagai berikut :

Thickness = 1.00 mm
 Ash = 1678 mm²/m'
 Mass = 8,14 kg/m'
 fy = 500 MPa
 Ix = 640800 mm⁴/m'
 e = 25,5 mm



Gambar 5.11 Penampang Lysaght Bondek 1.0 BMT

$$\frac{Ix}{e} = \frac{640800 \text{ mm}^4}{25,5 \text{ mm}} = 25129,4 \text{ mm}^3$$

$$\frac{M}{W} < f_y = \frac{3790000 \text{ Nmm}}{25129,4 \text{ mm}^3} = 150,819 \text{ N/mm}^2 < f_y = 550 \text{ N/mm}^2$$

Steeldeck tebal 1 mm kuat menahan momen lentur sebelum pelat komposit.

2. Penulangan lentur akibat $M_{\max}^{(+)}$ di lapangan

Data perencanaan :

$$M_{\max}^{(+)} = 76,3 \text{ kN-m}$$

$$\text{Tebal pelat lantai (b)} = 250 \text{ mm}$$

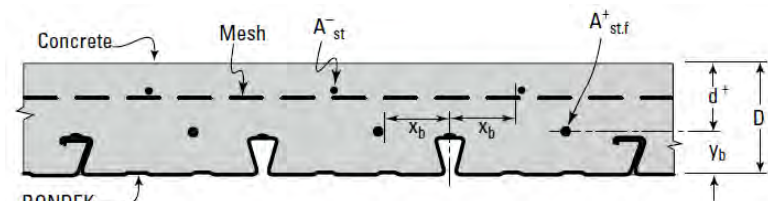
$$\text{Tebal decking} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tul. Rencana} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu baja (f}_y\text{)} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f}'c\text{)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$y_b = 60 \text{ mm (brosur bondek)}$$



Gambar 5.12 Desain penulangan yang disarankan dalam brosur

$$\begin{aligned} d &= b - y_b - \left(\frac{1}{2} D\right) \\ &= 250 - 60 - \left(\frac{1}{2} \times 10\right) = 185 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{f'_c - 28}{7} \times 0,05 \geq 0,65 \\ &= 0,84 \geq 0,65 \text{ (SNI 2847-2013 pasal 10.2(7(3)))} \end{aligned}$$

$$As^{(+)}_{\min 1} = \frac{\sqrt{f' c x b x d}}{4 f_y} = 263,877 \text{ mm}^2$$

$$As^{(+)}_{\min 2} = \frac{1,4 x b x d}{f_y} = 269,792 \text{ mm}^2$$

$As^{(+)}_{\min}$ yang digunakan (terbesar) ialah 269,792 mm²

Dicoba tulangan tarik (n) = 5 bh

Jadi $As^{(+)}_{\text{perlu.}} = (\frac{1}{4} \pi D^2) \times 2 = (\frac{1}{4} \pi 10^2) \times 2 = 392,857 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} As^{(+)}_{\text{aktual}} &= As^{(+)}_{\text{tul.}} + As_{\text{bondek}} \\ &= 392,857 \text{ mm}^2 + 1678 \text{ mm}^2 = 2070,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$As^{(+)}_{\text{aktual}} > As^{(+)}_{\min}$$

Karena tulangannya berada dalam satu lapis, maka :

$$d_t = d = 185 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 f_c' b a = 6375a \text{ N}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 94287,7 \text{ N}$$

$$C_c = T_s$$

$$a = T_s / C_c = 14,7899$$

$$c = a / \beta_1 = 17,6973$$

$$c/d_t = 0.1 < 0.375, \text{ terkontrol Tarik}$$

Karenanya pelat tersebut daktil dan memenuhi peraturan ACI-318.

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0.02836$$

Karena ϵ_s lebih besar dari 0.002 maka, $f_s = f_y$

$$C_c = 0.85 f_c' b a = 94285,7 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_s = 94285,7 \text{ N}$$

Dengan C_c dan T_s sama dan nilai c lebih dari jarak tulangan ke tepi beton, maka nilai tersebut dianggap benar.

Cek Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi A_s^{(+)} \cdot f_y \cdot \left(dx - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 2070,86 \times 240 \times \left(185 - \frac{14,7899}{2} \right) \\ &= 79.443.648,69 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &> M_{\max}^{(+)} \\ 79.443.648,69 \text{ Nmm} &> 76.030.000 \text{ Nmm} \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

Syarat kekuatan beton $\phi M_n > M_u$, digunakan nilai 0,9 karena $\epsilon_s > 0.005$. dari nilai-nilai diatas, syarat kekuatan tersebut terpenuhi sehingga desain tulangan sudah dapat diterima.

Perhitungan Jarak

$$S = \frac{1000}{\frac{A_{s, \text{perlu}}}{A_{s, \text{tulangan}}}} = \frac{1000}{\frac{392,857}{0,25 \times \pi \times D^2}} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan jarak (S) = 200 mm

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{aligned}S_{\max} &\leq 2h \\ 200 &\leq 2 \times 250 \\ 200 &\leq 500 \dots \text{OK!!}\end{aligned}$$

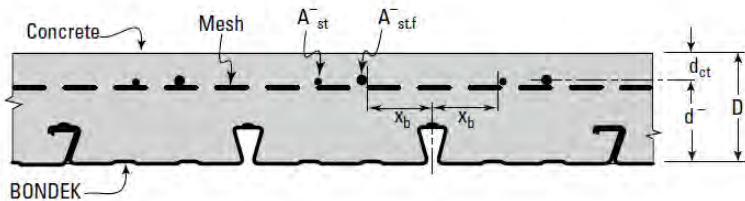
Dari perhitungan diatas, maka tulangan lentur daerah lapangan pelat lantai jembatan digunakan D10-200.

3. Penulangan lentur akibat $M_{\max}^{(-)}$ di tumpuan

Data perencanaan :

$$M_{\max}^{(-)} = 79,6 \text{ kN-m}$$

Tebal pelat lantai (b) = 250mm
 Tebal *decking* (d_{ct}) = 40 mm
 Diameter Tul. Rencana = 19 mm
 Mutu baja (f_y) = 390 Mpa
 Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa



Gambar 5.13 Desain penulangan yang disarankan dalam brosur

$$\begin{aligned}
 d &= b - d_{ct} - \left(\frac{1}{2} D\right) \\
 &= 250 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right) = 200,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{f'_c - 28}{7} \times 0,05 \geq 0,65 \\
 &= 0,76 \geq 0,65 \text{ (SNI 2847-2013 pasal 10.2(7(3)))}
 \end{aligned}$$

$$A_s^{(-)}_{\min 1} = \frac{\sqrt{f'_c} b x_b d}{4 f_y} = 203,217 \text{ mm}^2$$

$$A_s^{(-)}_{\min 2} = \frac{1,4 b x_b d}{f_y} = 179,936 \text{ mm}^2$$

$A_s^{(-)}_{\min}$ yang digunakan (terbesar) ialah 203,217 mm²

Dicoba tulangan tarik (n) = 5 bh

$$\text{Jadi } A_s^{(-)} \text{ aktual} = \left(\frac{1}{4} \pi D^2\right) \times 5 = \left(\frac{1}{4} \pi 19^2\right) \times 5 = 1418,21 \text{ mm}^2$$

$$A_s^{(-)} \text{ aktual} > A_s^{(+)}_{\min}$$

Karena tulangannya berada dalam satu lapis, maka :

$$dt = d = 200,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
C_c &= 0.85 f_c' b a &= 8500a \text{ N} \\
T_s &= A_s \cdot f_y &= 553104 \text{ N} \\
C_c &= T_s \\
a &= T_s / C_c &= 65,071 \\
c &= a / \beta_1 &= 85,139 \\
c/dt & &= 0.4 < 0.375, \text{ terkontrol Tarik}
\end{aligned}$$

Karenanya pelat tersebut daktil dan memenuhi peraturan ACI-318.

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0.00406$$

Karena ϵ_s lebih besar dari 0.002 maka, $f_s = f_y$

$$\begin{aligned}
C_c &= 0.85 f_c' b a &= 553104 \text{ N} \\
T_s &= A_s \times f_s &= 553104 \text{ N}
\end{aligned}$$

Dengan C_c dan T_s sama dan nilai c lebih dari jarak tulangan ke tepi beton, maka nilai tersebut dianggap benar.

Cek Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= \phi A_s^{(-)} \text{ aktual} \cdot f_y \cdot \left(dx - \frac{a}{2} \right) \\
&= 0,9 \times 1418,21 \times 390 \times \left(200,5 - \frac{65,071}{2} \right) \\
&= 83.611.586,25 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &> M_{\max}^{(-)} \\
83.611.586,25 \text{ Nmm} &> 79.600.000 \text{ Nmm} \dots \text{OK!}
\end{aligned}$$

Syarat kekuatan beton $\phi M_n > M_u$, digunakan nilai 0,9 karena $\epsilon_s > 0.005$. dari nilai-nilai diatas, syarat kekuatan tersebut terpenuhi sehingga desain tulangan sudah dapat diterima.

Perhitungan Jarak

$$S = \frac{1000}{\frac{As. aktual}{As. tulangan}} = \frac{1000}{\frac{1418,21}{0,25 \times \pi \times D^2}} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan jarak (S) = 200 mm

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{array}{ll} S_{\max} & \leq 2h \\ 200 & \leq 2 \times 250 \\ 200 & \leq 500 \text{ ...OK!!} \end{array}$$

Dari perhitungan diatas, maka tulangan lentur daerah tumpuan pelat lantai jembatan digunakan D19-200.

4. Kontrol Perlu Tulangan Susut + Suhu \rightarrow SNI – 2847- 2013
Pasal 7.12.2 (b)

Direncanakan \emptyset tulangan = 10 mm

Didapatkan,

$$\begin{array}{ll} \rho \text{ susut pakai} & = 0,0014 \rightarrow f_y = 240 \text{ Mpa} \\ As \text{ susut} & = 0,0014 \times 240 \times 1000 = 336 \text{ mm}^2 \\ As \text{ bagi} & = 20\% \times As \text{ pasang} = 20\% \times 1418,21 \\ & = 283,64 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$n_{\text{susut}} = \frac{As. \text{perlu}}{0,25 \times \pi \times \phi^2} = \frac{283,64}{0,25 \times \pi \times 10^2} = 4,27 \rightarrow 6 \text{ batang}$$

$$S = \frac{b}{n_{\text{susut}} - 1} = \frac{b}{5 - 1} = 250 \text{ mm}$$

Kontrol jarak tulangan susut + suhu (SNI 2847-2013 ps 7.12.2.2)

$$S_{\text{pakai}} = S < 450 < 5.t_{\text{pelat}}$$

$$= 250 < 450 < (5 \times 250)$$

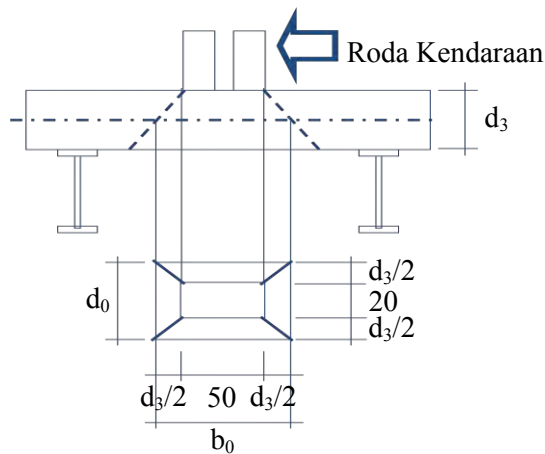
Digunakan tulangan susut Ø10 - 250mm $A_{s \text{ pasang}} = 393 \text{ mm}^2$

5.1.4 Kontrol Geser Pons

Kontrol geser pons dihitung berdasarkan SNI T-12-2004 Pasal 5.6.2.

$$V_{no} = u \cdot d (f_{cv} + 0,3 f_{pe})$$

$$f_{cv} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_h} \right) \sqrt{f_c'} \leq 0,34 \sqrt{f_c'}$$



Gambar 5.14 Model gambar perhitungan kontrol geser (Irawan, 2016)

Keliling kritis (u) :

$$u = 2[(\frac{1}{2}d_3 + b + \frac{1}{2}d_3) + (\frac{1}{2}d_3 + a + \frac{1}{2}d_3)]$$

$$u = 2[(\frac{1}{2} \cdot 250 + 500 + \frac{1}{2} \cdot 250) + (\frac{1}{2} \cdot 250 + 200 + \frac{1}{2} \cdot 250)]$$

$$u = 2400 \text{ mm}$$

$V_u = T = 303,516 \text{ kN}$ (hasil SAP2000 pada pelat model 3)

$$d/2 = 185/2 = 92,5 \text{ mm}$$

$$\beta_h = b/a = 500/200 = 2,5$$

$$f_{cv} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{2,5} \right) \sqrt{30} \leq 0,34 \sqrt{30}$$

$$f_{cv} = 1,643 \leq 1,862 \dots \text{OK}$$

Maka,

$$V_{no} = 2400 \times 182 (1,643 + 0,3 \times 0) = 717735,6 \text{ N} = 729,566 \text{ kN}$$

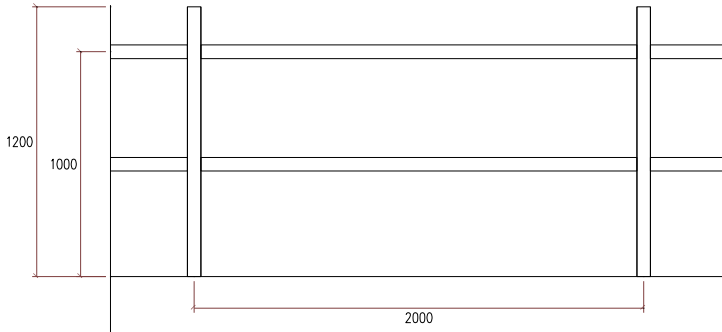
$$V_u \leq V_n$$

$$303,516 \text{ kN} \leq 729,566 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan di atas, bahwa pelat lantai jembatan mampu menahan geser pons.

5.2 Perencanaan Sandaran (*Railing*)

Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 12.5, beban yang bekerja pada sandaran adalah berupa gaya horizontal dan vertical sebesar $w = 0,75 \text{ kN/m}$ dan bekerja pada ketinggian 100 cm dari lantai trotoar. Dalam perencanaan ini sandaran digunakan pipa dengan diameter 60,5 mm, seperti pada Gambar 5.1.



Gambar 5.15 Tiang sandaran (dalam mm)

Data perencanaan sandaran :

Panjang total jembatan = 480 m

Jarak antar tiang sandaran = 2 m

Material yang digunakan

1. Pipa sandaran :

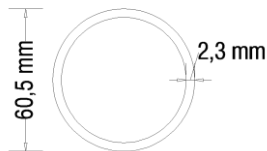
Diameter luar (d_0) = 60,5 mm

Berat pipa (q) = 3,3 kg/m

Tebal pipa (t) = 3,2 mm

Mutu baja = BJ 41

Berikut ilustrasi profil pipa sandaran dapat dilihat pada Gambar 5.2.



Gambar 5.16 Profil sandaran (dalam mm)

2. Tiang sandaran :

Tiang sandaran menggunakan plat baja dengan tebal 30 mm dan lebar 200 mm, dengan spek baja sebagai berikut:

$$f_u = 370 \text{ MPa}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

5.2.1. Perhitungan Momen Pipa Sandaran

- 1) Akibat berat sendiri pipa sandaran

$$\begin{aligned} M_{VD} &= (1/8).q.l^2 \\ &= (1/8). 3,3\text{kg/m} .(2\text{m})^2 \\ &= 1,65 \text{ kgm} = 0,0165 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 2) Akibat beban vertikal

$$\begin{aligned} M_{VL} &= (1/8).w.l^2 \\ &= (1/8). 0,75\text{kN/m} .(2\text{m})^2 \\ &= 0,375 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_V &= M_{VD} + M_{VL} \\ &= (0,0165 + 0,375) \text{ kNm} \\ &= 0,3915 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 3) Akibat beban horizontal

$$\begin{aligned} M_H &= (1/8).w.l^2 \\ &= (1/8). 0,75\text{kN/m} .(2\text{m})^2 \\ &= 0,375 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen resultan (M_R)

$$\begin{aligned} M_R &= \sqrt{M_H^2 + M_V^2} \\ &= \sqrt{(0,3915^2 + 0,375^2)} \text{ kNm} \\ &= 0,55 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.2.2. Analisa Kekuatan Profil Pipa Sandaran

- 1) Batas kelangsingan profil

$$\lambda = \frac{d_o}{t} = \frac{60,5}{3} = 20,17$$

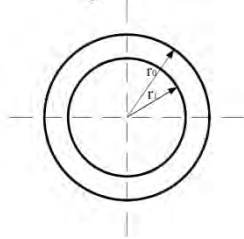
$$\lambda_p = \frac{14800}{f_y} = \frac{14800}{250} = 59,2$$

Karena $\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak) maka kuat lentur nominal penampang adalah $M_n = M_p = Z_x \cdot f_y$

2) Kuat lentur nominal

$$Z_x = \frac{4}{3} (r_o^3 - r_i^3) = \frac{4}{3} (30,25^3 - 27,95^3) = 7794,71 \text{ mm}^3$$

Ilustrasi penampang pipa sandaran, lihat Gambar 5.3.



Gambar 5.17 Penampang pipa sandaran

$$\begin{aligned} M_n = Z_x \cdot f_y &= 7794,71 \text{ mm}^3 \cdot 250 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1948677,5 \text{ Nmm} \\ &= 1,95 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 1,95 = 1,755 \text{ kNm} > M_{MAX} = 0,55 \text{ kNm}$$

Maka profil dapat digunakan.

5.2.2. Analisa Kekuatan Profil Tiang Sandaran

Tiang sandaran menggunakan baja profil WF 125.60.6.8 dengan spesifikasi :

$$\begin{array}{ll} d = 125 \text{ mm} & tw = 6,0 \text{ mm} \\ bf = 60 \text{ mm} & tf = 8,0 \text{ mm} \\ r = 9 \text{ mm} & w = 13,22 \text{ kg/m} \\ I_x = 413 \text{ cm}^4 & I_y = 29 \text{ cm}^4 \end{array}$$

Sifat mekanis baja struktural

$$BJ = 37$$

$$f_u = 370 \text{ MPa}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban horizontal} &= 2 \text{ m. } 0,75 \text{ kN/m} \\
 &= 1,5 \text{ kN} \\
 \text{Tinggi tiang sandaran} &= 1,2 \text{ m} \\
 \text{Momen yang terjadi} &= 1,2 \text{ m. } 1,5 \text{ kN} \\
 &= 2,25 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Cek tegangan yang terjadi pada tiang sandaran

$$\zeta_u < \zeta_{ijin}$$

$$\zeta_u = \frac{M}{w}$$

$$w = \frac{Ix}{y}$$

$$= \frac{413 \text{ cm}^4}{6,25 \text{ cm}}$$

$$= 66,08 \text{ cm}^3$$

$$\zeta_u = \frac{22500 \text{ kgcm}}{66,08 \text{ cm}^3}$$

$$= 340,5 \text{ kg/cm}^2 < \zeta_{ijin} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{OK}$$

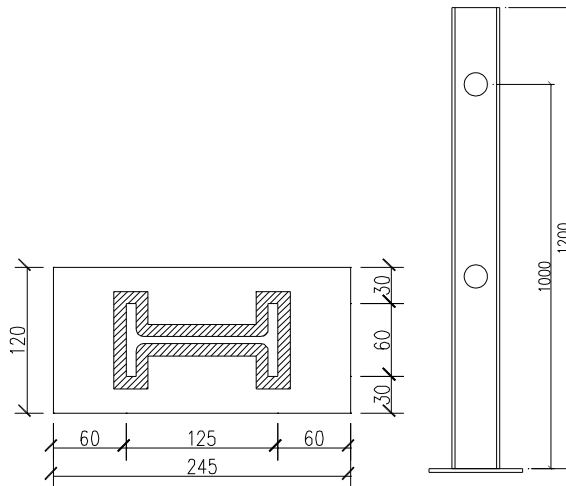
5.2.3 Perencanaan Sambungan Las Tiang Sandaran

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{eff tiang}} &= 0,707 \frac{f_u}{F_{E60}} t_w \\
 &= 0,707 \frac{3700 \text{ kg/cm}^2}{60.70,33 \text{ kg/cm}^2} 0,6 \text{ cm} \\
 &= 0,372 \text{ cm} \\
 &= 3,72 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{pelat}} = 1,41 \frac{f_u}{F_{E60}} t_p$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,41 \frac{3700 \text{ kg} / \text{cm}^2}{60.70,33 \text{ kg} / \text{cm}^2} 0,8 \text{ cm} \\
 &= 0,989 \text{ cm} \\
 &= 9,89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berikut gambar sambungan las tiang sandaran, Gambar 5.4



Gambar 5.18 Sambungan las (dalam mm)

Dicoba $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A = (4 \cdot 6 \text{ cm} + 2 \cdot 11,3 \text{ cm} + 4 \cdot 2,7 \text{ cm} + 2 \cdot 6 \text{ cm}) 1 \text{ cm}$$

$$= 63 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 66 \text{ cm}^3$$

Menghitung gaya yang terjadi

$$H_{ux} = H_{uy}$$

$$f_{hx} = f_{hy}$$

$$= H_{ux} / A$$

$$= (0,75 \text{ kg/cm} \cdot 200 \text{ cm}) / 63 \text{ cm}^2$$

$$= 2,38 \text{ kg}$$

$$P_{ux} = P_{uy}$$

$$\begin{aligned}
 f_{vx} &= f_{vy} \\
 &= P_{ux}/A \\
 &= (0,75 \text{ kg/cm} \cdot 200 \text{ cm}) / 63 \text{ cm}^2 \\
 &= 2,38 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= f_z \\
 &= M_{ux}/S_x \\
 &= (200 \text{ cm} \cdot 0,75 \text{ kg/cm} \cdot 120 \text{ cm}) / 66 \text{ cm}^3 \\
 &= 272,72 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_0 &= \sqrt{\left(\sqrt{(f_{hx}^2 + f_{hy}^2)}\right)^2 + (f_{ux} + f_{uy})^2} \\
 &= \sqrt{\left(\sqrt{2,38^2 + 2,38^2}\right)^2 + (2,38 + 2,38)^2} \\
 &= 5,83 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{tot} &= \sqrt{f_0^2 + f_z^2} \\
 &= \sqrt{272,72^2 + 5,83^2} \\
 &= 272,8 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varphi f_n &= 0,75 \cdot t_w \cdot F_{E60} \\
 &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 60 \cdot 70,33 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 1898,91 \text{ kg/cm}^2 > f_{tot} = 272,8 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 te_{perlu} &= f_{tot} / \varphi f_n \\
 &= \frac{272,8 \text{ kg/cm}^2}{1898,91 \text{ kg/cm}^2} \\
 &= 0,15 \text{ cm} \approx 0,2 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{perlu} &= te_{perlu} / 0,707 \\
 &= 0,2 / 0,707 \\
 &= 0,28 \text{ cm} \\
 &= 2,8 \text{ mm} \approx 5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

GELAGAR MEMANJANG DAN MELINTANG

Pada bab ini akan direncanakan gelagar memanjang dan gelagar melintang. Dalam perhitungannya gelagar diasumsikan sebagai balok sederhana di atas dua tumpuan. Gelagar memanjang dan gelagar melintang di desain dan dihitung secara komposit dengan pelat lantai kendaraan. Pembebanan dan *Load Factor* mengikuti SNI terbaru yaitu SNI 1725:2016.

6.1 Gelagar Memanjang Komposit

Gelagar memanjang berfungsi menyalurkan beban yang bekerja di atas pelat lantai kendaraan ke gelagar melintang. Gelagar ini searah dengan arah kendaraan.

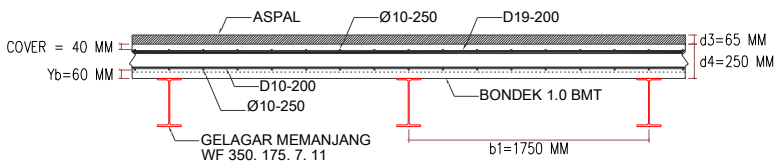
Dari hasil preliminary desain didapat data perencanaan profil untuk gelagar memanjang WF 350.175.7.11

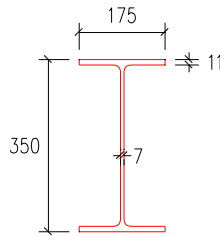
A	= 63,1 cm ²	I _x	= 13600 cm ⁴
d	= 300 mm	I _y	= 984 cm ⁴
b _f	= 175 mm	Z _x	= 841 cm ³
w	= 46,6 kg/m	Z _y	= 172 cm ³
t _w	= 7 mm		
t _f	= 11 mm		

sifat mekanis baja struktural BJ50

BJ	= 50
f _u	= 500 MPa
f _y	= 290 MPa

Untuk lebih jelasnya berikut ilustrasi potongan gelagar memanjang dapat dilihat pada Gambar 6.1





Gambar 6.1 Potongan gelagar memanjang. (satuan mm)

6.1.1 Pembebanan

Data perencanaan :

λ	= 4 m	γ_{beton}	= 24 kN/m ³
b_1	= 1,75 m	γ_{aspal}	= 22 kN/m ³
d3	= 250 mm	$w_{\text{steeldeck}}$	= 0,081 kN/m'
d4	= 65 mm		

1) Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Aspal} &= d4 \times \gamma_{\text{aspal}} \times b_1 \times \text{LF} \\
 &= 0,065 \times 22 \times 1,75 \times 1,4 \\
 &= 3,504 \text{ kN/m'}
 \end{aligned}$$

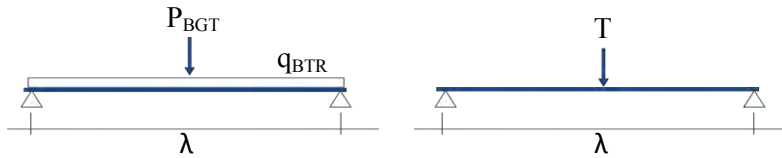
$$\begin{aligned}
 \text{Plat beton} &= d3 \times \gamma_{\text{beton}} \times b_1 \times \text{LF} \\
 &= 0,25 \times 24 \times 1,75 \times 1,3 \\
 &= 13,65 \text{ kN/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Steeldeck} &= w \times \text{LF} \\
 &= 0,081 \times 1,1 \\
 &= 0,09 \text{ kN/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat profil} &= w \times \text{LF} \\
 &= 0,466 \times 1,1 \\
 &= 0,512 \text{ kN/m'}
 \end{aligned}$$

$$qDL = 17,76 \text{ kN/m'}$$

2) Beban Hidup



Gambar 6.2 Model gambar perhitungan beban lalu lintas balok memanjang (Irawan, 2016)

a) Beban Terbagi Rata (BTR)

Untuk $L \leq 30$ m : $q = 9$ kPa

Untuk $L > 30$ m : $q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right)$ kPa

(SNI 1725:2016 ps. 8.3.1)

Karena L terbebani adalah 4 m, maka digunakan :

$$\begin{aligned} q &= 9,0 \text{ kPa} \\ &= 9,0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{100\%} &= q_{BTR} \cdot b1 \cdot LF \\ &= 9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,75 \cdot 2 \\ &= 31,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Beban Garis Terpusat (BGT)

Menurut SNI 1725:2016 ps. 8.3.1 besarnya BGT adalah 49 kN/m. Karena bentang total jembatan pada desain ini adalah 480 m maka nilai Faktor Beban Dinamis (FDB) diambil sebesar 30% (Gambar 28 SNI 1725:2016)

$$\begin{aligned} P_{100\%} &= P_{BGT} (1+FDB) \cdot LF \\ &= 49 \text{ kN/m} (1+30\%) \cdot 2 \\ &= 127,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c) Beban Truk (T)

Beban truk dianalisa sebagai beban berjalan selebar lantai kendaraan, berikut ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 6.3.

Untuk pembebanan truk, FBD harus diambil sebesar 30% (SNI 1725:2016 ps. 8.6)

$$\begin{aligned} T &= 112,5 \text{ kN/m (1+30\%)} \cdot LF \\ &= 112,5 \text{ kN/m (1+30\%)} \cdot 2 \\ &= 292,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Beban pelaksanaan

Berdasarkan pada SNI 1725:2016 ps. 10.3 merupakan beban yang disebabkan oleh aktivitas pelaksanaan itu sendiri. Pada desain ini diasumsikan sebesar 2,5 kN/m, dengan rincian :

1. Pekerja = 1 kN/m
2. Peralatan, dll. = 1,5 kN/m

$$\begin{aligned} qPL &= 2,5 \text{ kN/m} \times LF \\ &= 2,5 \text{ kN/m} \times 1,00 \\ &= 2,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4) Rekapitulasi beban

Berikut akan ditampilkan rekapitulasi beban yang bekerja diatas gelagar memanjang, dapat dilihat pada Tabel 6.1.

Tabel 6.1 Rekapitulasi beban

Jenis Beban	Nilai	Satuan
Beban mati (DL)		
Berat aspal	3.5035	kN/m'
Berat pelat beton	13.65	kN/m'
Berat <i>steeldeck</i>	0.08954	kN/m'

Berat sendiri profil	0.51216	kN/m'
Beban Hidup (LL)		
Beban BTR _{100%}	31,5	kN/m'
Beban BGT _{100%}	127.4	kN
Beban T	292.5	kN
Beban Pelaksanaan (PLL)		
Beban Pelaksanaan	2.5	kN/m'

5) Kombinasi pembebanan

Untuk untuk mendapatkan pengaruh paling kritis perlu untuk mengkombinasikan beban berdasarkan kondisi ultimit. Berikut dapat dilihat pada Tabel 6.2

Tabel 6.2 Kombinasi pembebanan

Kombinasi	Jenis beban yang dikombinasikan
COMB1	DL + PLL
COMB2	DL + LL(BTR+BGT)
COMB3	DL + LL(T)

6.1.2 Hasil Analisa Gaya Dalam

Analisa gaya dalam untuk gelagar memanjang menggunakan program bantu SAP2000. Struktur dimodelkan sebagai balok sederhana dengan panjang 4 m. berikut hasil analisa dapat dilihat pada tabel 6.3.

Tabel 6.3 Hasil analisa struktur dengan SAP2000

OutputCase	V2	M3
Text	KN	KN-M
COMB1	68	68
COMB2	183,4	247,1
COMB3	209,5	355,5

Dari hasil analisa di atas dapat dilihat bahwa COMB3 lebih menentukan, baik untuk desain lentur maupun desain geser.

6.1.3 Analisa Kapasitas Gelagar

Analisa kapasitas gelagar memanjang dihitung secara komposit dengan pelat lantai. Gelagar memanjang direncanakan menggunakan profil WF 350x175x7x11

$$\begin{array}{llll}
 A = 63.1 \text{ cm}^2 & I_x = 13600 \text{ cm}^4 & Z_y = 172 \text{ cm}^3 \\
 w = 46.6 \text{ kg/m} & I_y = 984 \text{ cm}^4 & S_x = 777 \text{ cm}^3 \\
 d = 350 \text{ mm} & i_x = 14.68 \text{ cm} & h = 328 \text{ mm} \\
 b_f = 175 \text{ mm} & i_y = 3.95 \text{ cm} & \\
 t_w = 7 \text{ mm} & r = 14 \text{ mm} & \\
 t_f = 11 \text{ mm} & Z_x = 841 \text{ cm}^3 &
 \end{array}$$

sifat mekanis baja struktural BJ50

$$\begin{array}{ll}
 BJ & = 50 \\
 f_u & = 500 \text{ MPa} \\
 f_y & = 290 \text{ MPa} \\
 E_s & = 200000 \text{ MPa}
 \end{array}$$

Pelat beton mempunyai ketebalan 250 mm yang dicor di atas pelat baja gelombang *steeldeck* dengan : $w_r=100\text{mm}$, $h_r=51 \text{ mm}$, $t=1 \text{ mm}$. Gelombang *steeldeck* dipasang \perp sumbu balok.

6.1.3.a. Kontrol Kekuatan Gelagar Sebelum Komposit

Gelagar memanjang dikontrol saat beton belum mengeras, atau gelagar sebelum menjadi komposit penuh.

a. Kontrol Tekuk Lokal (SNI 1729-2015 B4.1)

Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{175}{2 \times 11} = 7,95$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{290}} = 9,98$$

Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{D - 2r - 2t_f}{t_w} = \frac{350 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 11}{7} = 42,9$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{290}} = 98,7$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang kompak. Kuat lentur nominal penampang (M_n) = M_p

b. Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 4000 \text{ m}$$

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot 39,5 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 1826 \text{ mm}$$

$L_b > L_p$, maka termasuk bentang panjang. Nilai kuat nominal komponen struktur (M_n) = $M_{cr} < M_p$

c. Kontrol Kapasitas (SNI 1729-2015 F2.2)

$$M_n = M_{cr} < M_p$$

$$M_p = Z_x \times f_y = 841000 \times 290 = 243890000 \text{ N-mm}$$

$$= 243,89 \text{ kN-m}$$

Dari analisa SAP2000 diperoleh :

$$M_{\max} = 68 \text{ kN-m}$$

$$M_A = 51 \text{ kN-m}$$

$$M_B = 68 \text{ kN-m}$$

$$M_C = 51 \text{ kN-m}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,136 \leq 2,3$$

$$G = 80000 \text{ MPa (Tabel baja)}$$

$$\begin{aligned} J &= \sum 1/3 b \cdot t^3 \\ &= 1/3 \times h \times t_w^3 + 1/3 \times b_f \times t_f^3 \\ &= 1/3 \times 300 \times 7^3 + 1/3 \times 175 \times 11^3 \\ &= 111941,67 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$I_w = I_y \cdot x \frac{h^2}{4} = 984 \times 10^4 \times \frac{300^2}{4} = 2,214 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y I_w} \\ &= 129209107 \text{ N-mm} \\ &= 129,209 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$M_n = M_{cr} = 129,209 \text{ kN-m} \leq M_p = 243,89 \text{ kN-m} \dots \text{OK}$$

Kontrol kapasitas momen

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \geq M_u = 68 \text{ kN-m} \\ &= 0,9 \times 129,209 \geq M_u = 68 \text{ kN-m} \\ &= 116,288 \geq M_u = 68 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

Maka balok memenuhi kekuatan lentur sebelum beton mengeras.

d. Kontrol Lendutan

Lendutan dianalisa berdasarkan kemampuan balok akibat beban mati sebelum komposit. Menurut RSNI T-03-2005 ps. 4.7.2 lendutan maksimum gelagar diatas dua tumpuan $L/800$.

$$\Delta \text{ ijin} = \frac{4000}{800} = 5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta \text{ terjadi} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \rightarrow q = 13,5 \text{ N/mm}^2 \text{ (tidak terfaktor)} \\ &= \frac{5 \times 13,5 \times 4000^4}{384 \times 200000 \times 13600 \times 10^4} = 1,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ terjadi} = 1,66 \text{ mm} < \Delta \text{ ijin} = 5 \text{ mm}$$

Dengan demikian, dimensi gelagar melintang WF 350x175x7x11 memenuhi syarat.

6.1.3.b. Kontrol Kapasitas Lentur Gelagar Setelah Komposit

a. Lebar Efektif

$$b_{\text{eff1}} = \frac{L}{5} = \frac{4000}{5} = 800 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff2}} = S = 1750 \text{ m (Jarak antar gelagar)}$$

b_{eff} diambil terkecil adalah 800 mm.

b. Menentukan C

$$A_c = b_{\text{ef}} \times t_b = 800 \times (250-51) = 159200 \text{ mm}^2$$

Nilai C diambil nilai terkecil dari :

$$C_1 = A_s \times f_y = 6314 \times 290 = 1831060 \text{ N}$$

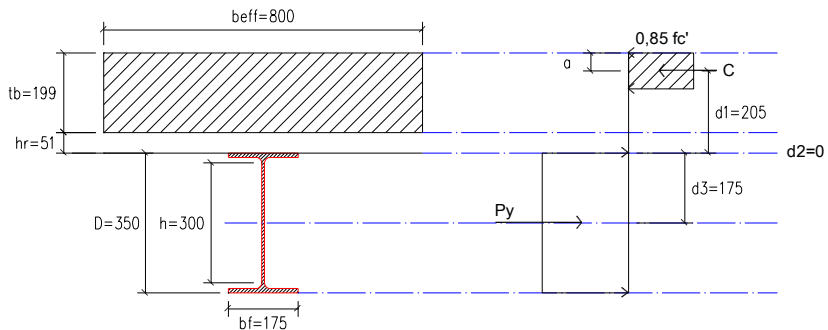
$$C_2 = 0,85 \times f_c' \times A_c = 0,85 \times 30 \times 159200 = 4059600 \text{ N}$$

$$C_3 = \sum_{n=1}^N Q_n \text{ (untuk komposit penuh } C_3 \text{ tidak menentukan)}$$

Maka, $C = C_1 = 1831060 \text{ N}$ (sumbu netral pada pelat beton)

c. Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{1831060}{0,85 \times 30 \times 800} = 89,76 \text{ mm}$$



Gambar 6.3 Distribusi tegangan plastis momen⁺. (satuan mm)

$$d1 = hr + tb - a/2 = 51 + 199 - 89,76/2 = 205,12 \text{ mm}$$

$$d2 = 0 \text{ mm} \rightarrow \text{profil baja tidak mengalami tekan}$$

$$d3 = D/2 = 350/2 = 175 \text{ mm}$$

d. Kapasitas momen positif

$$M_n = C(d1 + d2) + Py(d3 - d2)$$

$$C = 1831060 \text{ N}$$

$$Py = A_s \times f_y = 6314 \times 290 = 1831060 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 1831060(205,12 - 0) + 1831060(175 - 0) \\ &= 696024502 \text{ N-mm} \\ &= 696,024 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

Kontrol kapasitas momen

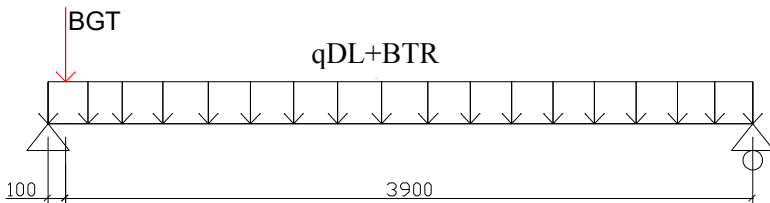
$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 696,024 \text{ kN-m} \\ &= 626,42 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\phi M_n = 626,42 \text{ kN-m} \geq M_u = 355,5 \text{ kN-m} \dots \text{OK}$$

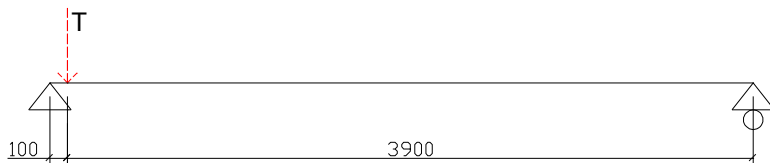
Maka gelagar komposit memenuhi kekuatan lentur terhadap beban layan.

6.1.4 Kontrol Kapasitas Geser Gelagar Komposit

Kontrol kapasitas geser direncanakan berdasarkan beban maksimum pada COMB2 (DL + LL(BTR + BGT)) dan COMB3 (DL + LL(T)). Dengan konfigurasi beban 100% untuk BGT + BTR berada di tepi, dan untuk beban Truk diasumsikan berada di tepi. Berikut ilustrasi penempatan beban BGT + BTR dan juga beban Truk untuk mendapatkan gaya geser max pada gelagar memanjang. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 6.4 dan Gambar 6.5.



Gambar 6.4 Pembebanan geser pada gelagar memanjang akibat beban BGT + BTR. (satuan mm)



Gambar 6.5 Pembebanan geser akibat beban Truk. (satuan mm)

Tabel 6.4 Hasil analisa gaya dalam

OutputCase	V2	M3
Text	KN	KN-M
COMB1	68	68
COMB2	243,915	125,835
COMB3	348,188	77,81

Berdasarkan SNI 1729-2015 G2.1 (a) untuk badan komponen struktur profil-I canai panas :

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{E / F_y}$$

$$\frac{300}{7} \leq 2,24 \sqrt{2.10^6 / 290}$$

$$42,9 \leq 54,8 \text{ (OK)}$$

Maka kuat geser ϕV_n dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\phi V_n = \phi \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Dimana :

f_y = tegangan leleh (MPa)

A_w = luas badan balok baja

C_v = koefisien geser badan = 1,0 (SNI 1729-2015 G2.1 (a))

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times 0,6 \times f_y \times (d \times t_w) \times C_v \\ &= 1,0 \times 0,6 \times 290 \times 2450 \times 1 \\ &= 426300 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 426,3 \text{ kN} > V_u = 348,188 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Maka gelagar komposit kuat terhadap geser.

6.1.5 Kontrol Lendutan Gelagar Komposit

Lendutan dianalisa berdasarkan kemampuan layan akibat beban hidup. Menurut RSNI T-03-2005 ps. 4.7.2 lendutan maksimum gelagar diatas dua tumpuan $L/800$.

$$\Delta \text{ ijin} = \frac{4000}{800} = 5 \text{ mm}$$

Beton di transformasi ke baja :

Dari perhitungan pelat lantai kendaraan, diketahui bahwa :

$$t_b = d3\text{-hr} = 250 - 51 = 199 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{200000}{4700\sqrt{30}} = 7,769$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{800}{7,769} = 103 \text{ mm}$$

e. Letak Garis Netral Penampang Transformasi

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} \times t_b}{2} + A_s \left(t_b + \frac{D}{2} \right)}{A_{tr} + A_s}$$

Dimana :

t_b = Tebal pelat beton (mm)

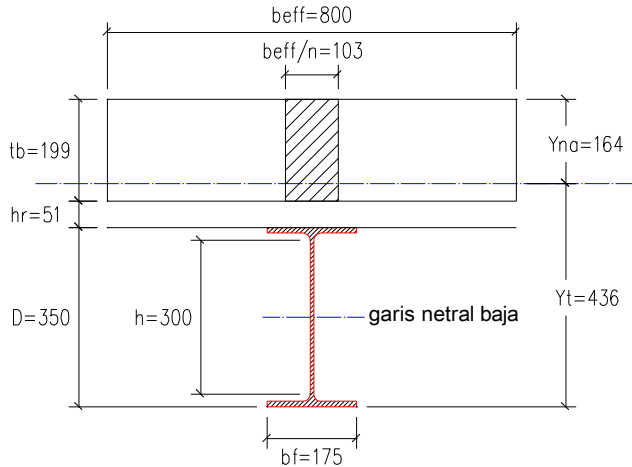
A_s = Luas penampang profil (mm^2)

A_{tr} = Luas penampang trasnformasi (mm^2)

D = Tinggi profil (mm)

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} \times t_b \\ &= 103 \times 199 \\ &= 20491,396 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Y_{na} = \frac{\frac{20491,396 \times 199}{2} + 6310 \left(199 + \frac{350}{2} \right)}{20491,396 + 6310} = 164,15 \text{ mm}$$



Gambar 6.6 Penampang komposit transformasi. (satuan mm)

f. Momen Inersia Penampang Transformasi

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= I_x + A_s \left[\left(\frac{D}{2} + t_b \right) - y_{na} \right]^2 + \frac{b_{tr} x t_b^3}{12} + A_{tr} \left(y_{na} - \frac{t_b}{2} \right)^2 \\
 I_{tr} &= 13600 \cdot 10^4 + 6310 \left[\left(\frac{350}{2} + 199 \right) - 164,15 \right]^2 \\
 &= + \frac{103 \times 199^3}{12} + 20491,396 \left(164,15 - \frac{199}{2} \right)^2 \\
 I_{tr} &= 567319375 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$q = 78,3 \text{ N/mm}^2$ (beban setelah komposit tidak terfaktor)

$$\begin{aligned}
 \Delta \text{ terjadi} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{tr}} \\
 &= \frac{5 \times 78,3 \times 4000^4}{384 \times 200000 \times 567319375} = 2,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ terjadi} = 2,3 \text{ mm} < \Delta \text{ ijin} = 5 \text{ mm}$$

Dengan demikian, dimensi gelagar melintang WF 350x175x7x11 memenuhi syarat.

6.1.6 *Shear Connector (STUD)*

Data perencanaan :

Pelat beton

$$t_b = 250 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$W = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} E_c &= W^{1,5} \times (0.043 \times \sqrt{f'_c}) \\ &= 2400^{1,5} \times (0.043 \times \sqrt{30}) \\ &= 27691,466 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Stud :

$$D = 19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 284 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$F_u = 500 \text{ MPa}$$

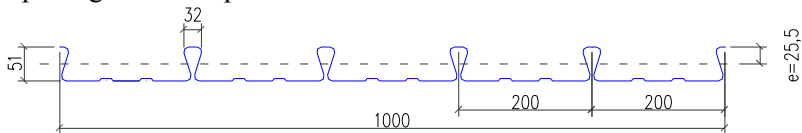
Kapasitas nominal 1 stud :

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \times A_{sc} (f'_c \times E_c)^{0,5} \\ &= 0,5 \times 284 (30 \times 27691,466)^{0,5} \\ &= 124632,62 \text{ N} \end{aligned}$$

$$A_{sc} \cdot F_u = 141821,43 \text{ N}$$

$$Q_n \leq A_{sc} \cdot F_u \rightarrow \text{OK}$$

Cek koefisien reduksi rs karena pengaruh pelat *steeldeck* yang dipasang \perp terhadap balok.



Gambar 6.7 Penampang LYSAGHT BONDEK BMT 1.0.
(satuan mm)

$$\begin{aligned}
 hr &= 51 \text{ mm} \rightarrow Hs = (hr + 40) \text{ mm} = 91 \text{ mm} \\
 wr &= 100 \text{ mm } (\frac{1}{2} \text{ gelombang pelat } steeldeck) \\
 Nr &= 1 \text{ (dipasang 1 stud pada setiap gelombang)}
 \end{aligned}$$

$$rs = \frac{0,85xwr}{\sqrt{Nr x hr}} \left(\frac{hs}{hr} - 1 \right) = 0,92 > 1, \text{ terjadi reduksi}$$

Maka:

$$Q_n = Q_n \cdot rs = 124632,62 \text{ N} \times 0,92 = 119481,05 \text{ N}$$

Gaya geser akibat komposit :

$$\begin{aligned}
 V_h &= C = A_s \times f_y \\
 &= 6314 \text{ mm}^2 \times 290 \text{ MPa} \\
 &= 1831060 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Banyaknya stud :

$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{1831060}{119481,05} = 15,3 \text{ bh} \approx 16 \text{ bh}$$

Jumlah *Shear-Connector* Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2n = 2 \times 16 \approx 32$ buah.

Jika pada setiap gelombang *deck* dipasang 1 stud, maka jumlah

$$\begin{aligned}
 \text{stud sepanjang balok} &= \left[\frac{L}{2wr} \right] 2 = \left[\frac{4000}{2 \times 200} \right] 2 \\
 &= 40 \text{ buah} \geq 32 \text{ buah... OK}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan jumlah stud sebanyak 40 buah dengan 2 stud per gelombang *steeldeck*, sehingga ada 20 baris stud dengan jarak masing-masing baris stud adalah 200 mm.

6.1.7 Sambungan Gelagar Memanjang

Data-data perencanaan :

Profil penyambung adalah L 100.100.12 (BJ 50)

Tebal penyambung (tL) = 12 mm

f_u = 500 MPa

Desain baut = M16 F10T

Diameter baut = 16 mm

Gaya tarik baut min. = 14130 Kg

f_{ub} = 500 MPa

d_b = 16 mm

$d_p = d_b + 1,5$ mm = 17,5 mm

A_b = 201 mm²

6.1.7.a. Sambungan Pada Gelagar Memanjang

(a) Kuat nominal geser

Diketahui,

\emptyset = 1 (untuk lubang standar)

m = 2 (1 bidang geser)

μ = 0,35 (untuk bidang kontak dalam keadaan bersih)

$$\begin{aligned} V_d &= \emptyset \times V_n \\ &= \emptyset \times 1,13 \times m \times \mu \times T_b \\ &= 1 \times 1,13 \times 0,35 \times 2 \times 14130 \\ &= 11176,83 \text{ Kg} \\ &= 111,7683 \text{ kN} \end{aligned}$$

(b) Gaya-gaya yang bekerja

V_u = 348,188 kN (Geser maksimum)

(c) Jumlah baut yang diperlukan

$$n = \frac{V_u}{V_d} = \frac{348,188}{111,768} = 3,12 \text{ bh} \approx 4 \text{ bh}$$

(d) Syarat jarak baut

3.db $\leq S \leq 15 \cdot T_p$; atau 200 mm

$$\begin{aligned} 3.16 &\leq S \leq 15.24 && ; \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 48 &\leq S \leq 360 && ; \text{ atau } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

S dipasang sejarak = 50 mm

$$1,5. db \leq S1 \leq (4.Tp + 100) ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5. 16 \leq S1 \leq (4. 24 + 100) ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$18 \leq S1 \leq 25 ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

S1 dipasang sejarak = 25 mm

6.1.7.b. Sambungan Pada Gelagar Memanjang

(a) Kuat nominal geser

Diketahui,

$$\emptyset = 1 \quad (\text{untuk lubang standar})$$

$$m = 1 \quad (1 \text{ bidang geser})$$

$$\mu = 0,35 \quad (\text{untuk bidang kontak dalam keadaan bersih})$$

$$Vd = \emptyset \times Vn$$

$$= \emptyset \times 1,13 \times m \times \mu \times Tb$$

$$= 1 \times 1,13 \times 0,35 \times 1 \times 14130$$

$$= 5588,415 \text{ Kg}$$

$$= 55,884 \text{ kN}$$

(b) Gaya-gaya yang bekerja

$$Vu = 348,188 \text{ kN} \quad (\text{Geser maksimum})$$

(c) Jumlah baut yang diperlukan

$$n = \frac{Vu}{Vd} = \frac{348,188}{55,884} = 6,23 \text{ bh} \approx 8 \text{ bh}$$

(d) Kontrol Pelat Siku L 100.100.12 (BJ 37)

$$\text{Luas geser (AnV)} = LnV \times tL$$

$$= (L - n. dp) \times tL$$

$$= (200 - 2.16) \times 12$$

$$= 1560 \text{ mm}^2$$

Dimana,

n = banyaknya lubang

d_b = diameter lubang

t_L = tebal siku

L = panjang garis kritis

Kuat rencana

Teg. Plat siku (f_u) = 370 MPa

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 0,6 \times f_u \times A_n V \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 370 \times 1560 \\ &= 259740 \text{ N} \\ &= 259,74 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena terdiri dari 2 siku, maka :

$$2\phi V_n > V_u$$

$$2 \times 259,74 \text{ kN} > 348 \text{ kN}$$

$$519,48 \text{ kN} > 348 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

(e) Syarat jarak baut

$$3.d_b \leq S \leq 15.T_p \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3.16 \leq S \leq 15.12 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$48 \leq S \leq 180 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

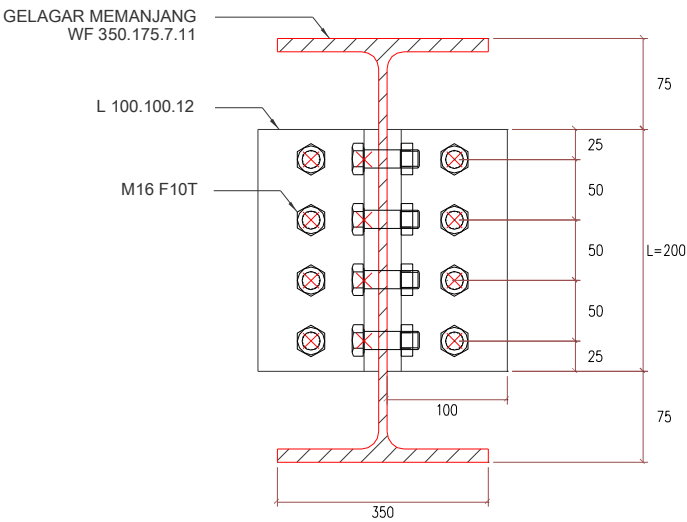
S dipasang sejarak = 50 mm

$$1,5.d_b \leq S_1 \leq (4.T_p + 100) \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

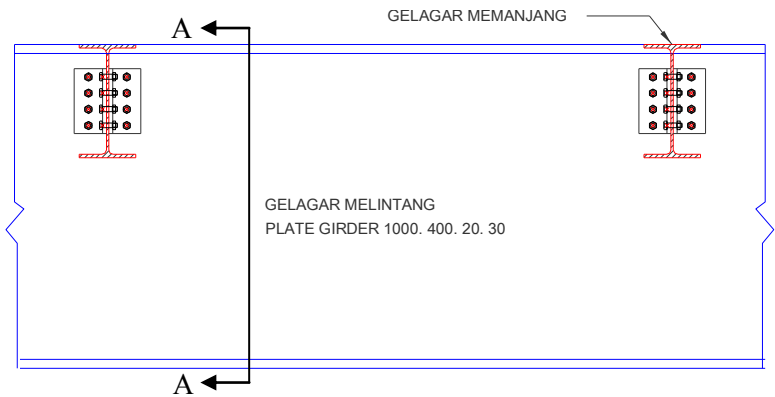
$$1,5.16 \leq S_1 \leq (4.12 + 100) \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$18 \leq S_1 \leq 148 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

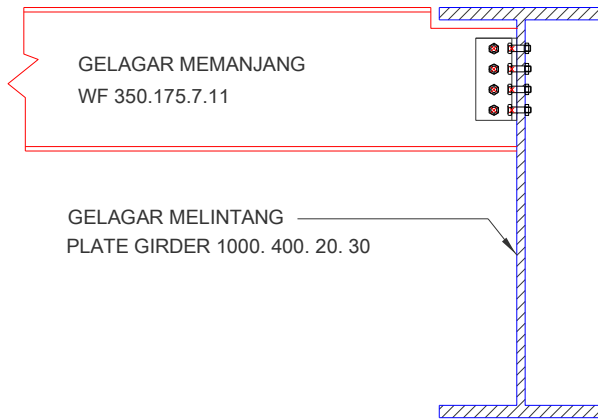
S_1 dipasang sejarak = 25 mm



Gambar 6.8 Detail sambungan gelagar memanjang. (satuan mm)



Gambar 6.9 Detail sambungan gelagar memanjang ke gelagar melintang. (satuan mm)



Gambar 6.10 Detail sambungan potongan A-A. (satuan mm)

6.2 Gelagar Melintang Komposit

Gelagar melintang berfungsi menyalurkan beban-beban dari gelagar memanjang ke gelagar utama.

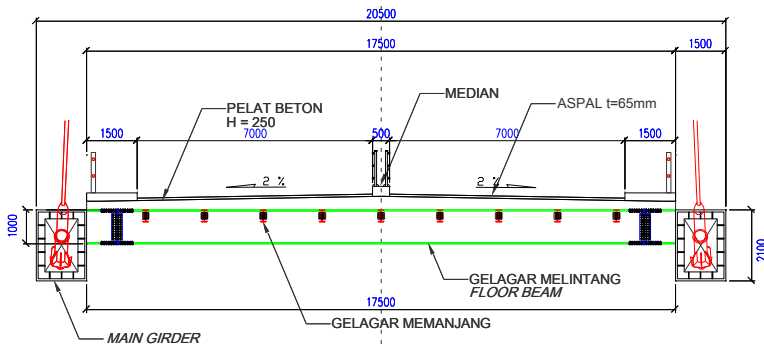
Dari hasil analisa didapat data perencanaan profil untuk gelagar melintang *Plate Girder* 1000.400.20.30

A	$= 428 \text{ cm}^2$	I_x	$= 703150,7 \text{ cm}^4$
d	$= 1000 \text{ mm}$	I_y	$= 32063 \text{ cm}^4$
b_f	$= 400 \text{ mm}$	Z_x	$= 14063 \text{ cm}^3$
w	$= 336 \text{ kg/m}$	Z_y	$= 1603 \text{ cm}^3$
t_w	$= 20 \text{ mm}$		
t_f	$= 30 \text{ mm}$		

sifat mekanis baja struktural

B_J	$= 50$
f_u	$= 500 \text{ MPa}$
f_y	$= 290 \text{ MPa}$

Untuk lebih jelasnya berikut ilustrasi potongan gelagar memanjang dapat dilihat pada Gambar 6.11



Gambar 6.11 Potongan melintang jembatan. (satuan mm)

6.2.1 Pembebanan

Data perencanaan :

λ	= 4 m	γ_{beton}	= 24 kN/m ³
b_1	= 1,75 m	γ_{aspal}	= 22 kN/m ³
d_3	= 250 mm	$w_{\text{steeldeck}}$	= 0,081 kN/m'
d_4	= 65 mm	Tebal Kerb	= 0,2 m
L	= 17,5 m		

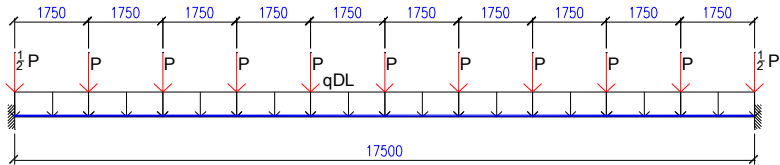
1) Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat} &= d_3 \times \gamma_{\text{beton}} \times \lambda \times LF \\
 &= 0,25 \times 24 \times 4 \times 1,3 \\
 &= 31,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{Steeldeck}} &= w \times \lambda \times LF \\
 &= 0,081 \times 4 \times 1,1 \\
 &= 0,358 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{Gelagar Memanjang}} &= w \times \lambda \times LF \\
 &= 0,466 \times 4 \times 1,1 \\
 &= 2,049 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat profil} &= w \times LF \\
 &= 3,36 \times 1,1 \\
 &= 3,696 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.12 Pembebanan beban DL. (satuan mm)

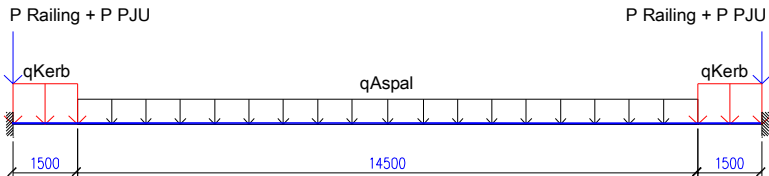
2) *Beban Superimposed Dead Load*

$$\begin{aligned}
 P \text{ Aspal} &= d_4 \times \gamma_{\text{aspal}} \times \lambda \times LF \\
 &= 0,065 \times 22 \times 4 \times 1,4 \\
 &= 8.008 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P \text{ railing} &= w \times \text{jumlah railing yang dipikul per } \lambda \\
 &= 1 \text{ kN} \times 2 \text{ bh} \\
 &= 2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

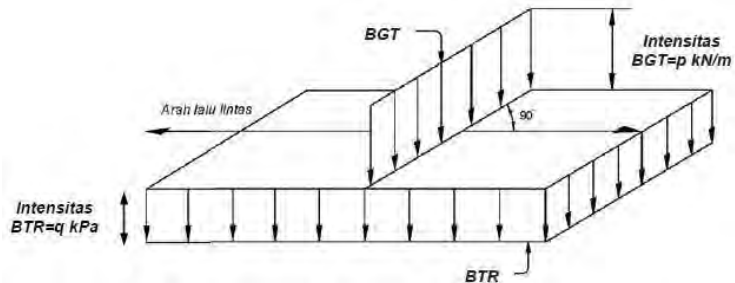
$$\begin{aligned}
 P \text{ JU} &= w \times LF \\
 &= 3,18 \times 1,1 \\
 &= 2,498 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q \text{ Kerb} &= t_{\text{Kerb}} \times \gamma_{\text{beton}} \times \lambda \times LF \\
 &= 0,2 \times 24 \times 4 \times 1,3 \\
 &= 24,96 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.13 Pembebanan beban SDL. (satuan mm)

3) Beban Hidup



Gambar 6.14 Beban lajur “D” (SNI 1725:2016)

d) Beban Terbagi Rata (BTR)

Untuk $L \leq 30$ m : $q = 9$ kPa

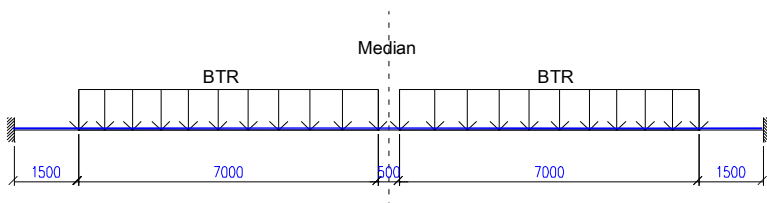
Untuk $L > 30$ m : $q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right)$ kPa

(SNI 1725:2016 ps. 8.3.1)

Karena L terbebani adalah 4 m, maka digunakan :

$$\begin{aligned} q &= 9,0 \text{ kPa} \\ &= 9,0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{100\%} &= q_{BTR} \cdot \lambda \cdot LF \\ &= 9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 4\text{m} \cdot 2 \\ &= 72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

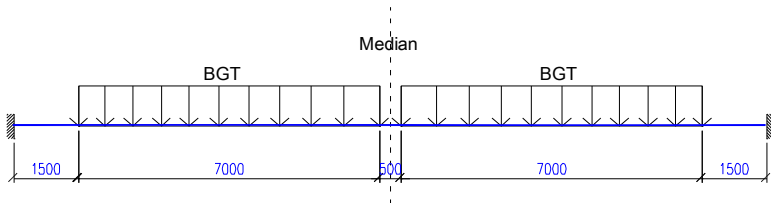


Gambar 6.15 Pembebanan BTR. (satuan mm)

e) Beban Garis Terpusat (BGT)

Menurut SNI 1725:2016 ps. 8.3.1 besarnya BGT adalah 49 kN/m. Karena bentang total jembatan pada desain ini adalah 480 m maka nilai Faktor Beban Dinamis (FDB) diambil sebesar 30% (Gambar 28 SNI 1725:2016)

$$\begin{aligned} q_{100\%} &= q_{\text{BGT}} (1 + \text{FDB}). \text{LF} \\ &= 49 \text{ kN/m} (1 + 30\%). 2 \\ &= 127,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



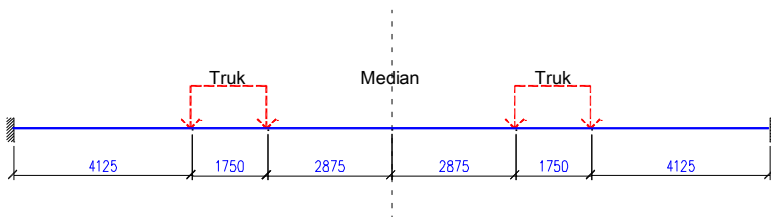
Gambar 6.16 Pembebanan BGT. (satuan mm)

f) Beban Truk (T)

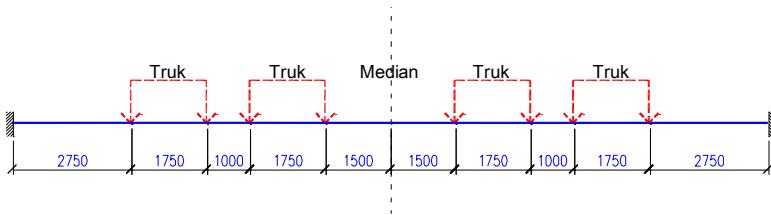
Beban truk dianalisa sebagai beban berjalan selebar lantai kendaraan, berikut ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 6.3.

Untuk pembebanan truk, FBD harus diambil sebesar 30% (SNI 1725:2016 ps. 8.6)

$$\begin{aligned} T &= 112,5 \text{ kN/m} (1 + 30\%). \text{LF} \\ &= 112,5 \text{ kN/m} (1 + 30\%). 2 \\ &= 292,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Gambar 6.17 Pembebanan Truk model 1. (satuan mm)



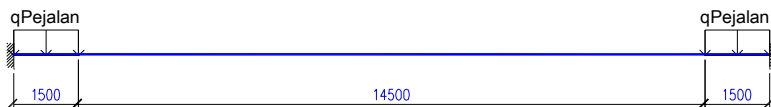
Gambar 6.18 Pembebanan Truk model 2. (satuan mm)

- g. **Beban Pejalan Kaki**
Berdasarkan SNI 1725:2016 ps 8.9 beban pejalan kaki adalah sebesar 5 kPa.

$$q \text{ Pejalan} = w \times \lambda \times LF$$

$$q \text{ Pejalan} = 5 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m} \times 2$$

$$q \text{ Pejalan} = 40 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 6.19 Pembebanan pejalan kaki. (satuan mm)

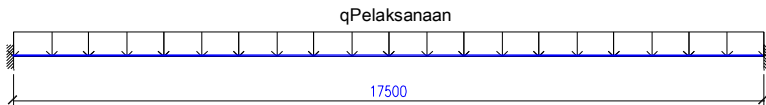
- 4) **Beban pelaksanaan**
Berdasarkan pada SNI 1725:2016 ps. 10.3 merupakan beban yang disebabkan oleh aktivitas pelaksanaan itu sendiri. Pada desain ini diasumsikan sebesar 2,5 kN/m, dengan rincian :

3. Pekerja = 1 kN/m
4. Peralatan, dll. = 1,5 kN/m

$$qPL = 2,5 \text{ kN/m} \times LF$$

$$= 2,5 \text{ kN/m} \times 1,00$$

$$= 2,5 \text{ kN/m}$$



Gambar 6.20 Pembebanan q_{PL} . (satuan mm)

5) Rekapitulasi beban

Berikut akan ditampilkan rekapitulasi beban yang bekerja diatas gelagar melintang, dapat dilihat pada Tabel 6.5.

Tabel 6.5 Rekapitulasi beban

Jenis Beban	Nilai	Satuan
Beban mati (DL)		
Berat sendiri profil	3.69578	kN/m'
Pelat beton	31.2	kN/m'
<i>P steeldeck</i>	0.35816	kN
P profil memanjang	2.04864	kN
Beban <i>Superimposed Dead Load</i> (SDL)		
Aspal	8.008	kN/m'
q kerb	24.96	kN/m'
P railing	2	kN
PJU	3.498	kN
Beban Hidup (LL)		
Beban BTR	72	kN/m'
Beban BGT	127.4	kN/m'
Beban T	292.5	kN
Pejalan kaki	40	kN/m'
Beban Pelaksanaan (PLL)		
Beban Pelaksanaan	2.5	kN/m'

6) Kombinasi pembebanan

Untuk untuk mendapatkan pengaruh paling kritis perlu untuk mengkombinasikan beban berdasarkan kondisi ultimit. Berikut dapat dilihat pada Tabel 6.6

Tabel 6.6 Kombinasi pembebanan

Kombinasi	Jenis beban yang dikombinasikan
COMB1	DL + SDL + PLL
COMB2	DL + SDL + LL(BTR+BGT+Pejalan)
COMB3	DL + SDL + LL(T1+Pejalan)
COMB4	DL + SDL + LL(T2+Pejalan)

6.2.2 Hasil Analisa Gaya Dalam

Analisa gaya dalam untuk gelagar melintang menggunakan program bantu SAP2000. Struktur dimodelkan sebagai balok sederhana dengan panjang 17,5 m. berikut hasil analisa dapat dilihat pada tabel 6.7.

Tabel 6.7 Hasil analisa struktur dengan SAP2000

OutputCase	V2	M3
Text	KN	KN-M
COMB1	424,904	1205,3705
COMB2	1858,83	5843,3103
COMB3	1072,067	3190,3253
COMB4	1633,03	5184,97

Dari hasil analisa di atas dapat dilihat bahwa COMB2 lebih menentukan, baik puntuk desain lentur maupun geser.

6.2.3 Analisa kapasitas

Analisa kapasitas gelagar memanjang dihitung secara komposit dengan pelat lantai. Gelagar memanjang direncanakan menggunakan profil *Plate Girder* 1000x400x20x30.

$$\begin{array}{llll}
 A = 428 & \text{cm}^2 & I_x = 703150,7 & \text{cm}^4 \\
 w = 336 & \text{kg/m} & I_y = 32063 & \text{cm}^4 \\
 d = 1000 & \text{mm} & i_x = 40,53 & \text{cm} \\
 b_f = 400 & \text{mm} & i_y = 8,655 & \text{cm} \\
 t_w = 20 & \text{mm} & Z_x = 14063 & \text{cm}^3 \\
 t_f = 30 & \text{mm} & Z_y = 1603 & \text{cm}^3
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{ll}
 S_x = 16057 & \text{cm}^3 \\
 h = 940 & \text{mm}
 \end{array}$$

sifat mekanis baja struktural

$$\begin{array}{ll}
 \text{BJ} & = 50 \\
 f_u & = 500 \text{ MPa} \\
 f_y & = 290 \text{ MPa} \\
 E_s & = 200000 \text{ MPa}
 \end{array}$$

6.2.3.a. Kontrol Kekuatan Gelagar Sebelum Komposit

Gelagar melintang dikontrol saat beton belum mengeras, atau gelagar sebelum menjadi komposit penuh.

a. Kontrol Tekuk Lokal (SNI 1729-2015 B4.1)

Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{400}{2 \times 30} = 6,67$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{290}} = 9,98$$

Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{D - 2r - 2t_f}{t_w} = \frac{1000 - 2 \cdot 30}{20} = 47$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{290}} = 98,7$$

Karena nilai $\lambda < \lambda_p$, maka penampang kompak. Kuat lentur nominal penampang (M_n) = M_p

b. Kontrol Tekuk Lateral

$L_b = 1750$ m (Jarak antar gelagar memanjang)

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 86,55 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 4000 \text{ mm}$$

$L_b < L_p$, maka termasuk bentang pendek. Nilai kuat nominal komponen struktur (M_n) = $M_p \leq 1,5M_y$

c. Kontrol Kapasitas

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y = 14063 \cdot 10^3 \times 290 &= 4,078 \cdot 10^9 \text{ N-mm} \\ & &= 4078,2738 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= S_x \times f_y = 16057 \cdot 10^3 \times 290 &= 4,657 \cdot 10^9 \text{ N-mm} \\ & &= 4656,2738 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$M_n = M_p = 4078,2738 \text{ kN-m} \leq 1,5M_y = 6984,795 \text{ kN-m}$$

Kontrol kapasitas momen

Mu sebelum komposit = 954,3771 kN-m

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n &\geq M_u &= 954,3771 \text{ kN-m} \\ &= 0,9 \times 4078,27 &\geq M_u &= 954,3771 \text{ kN-m} \\ &= 3670,4464 &\geq M_u &= 954,3771 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

Maka balok memenuhi kekuatan lentur sebelum beton mengeras.

d. Kontrol Lendutan

Lendutan dianalisa berdasarkan kemampuan balok akibat beban mati sebelum komposit. Menurut RSNI T-03-2005 ps. 4.7.2 lendutan maksimum gelagar diatas dua tumpuan $L/800$.

$$\Delta \text{ ijin} = \frac{17500}{800} = 21,9 \text{ mm}$$

Tabel 6.8 Hasil analisa lendutan gelagar melintang sebelum komposit

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	mm	mm	mm
1	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	0
2	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	0
3	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-1,17702
4	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-3,25666
5	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-5,36578
6	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-6,88072
7	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-7,42728
8	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-6,88072
9	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-5,36578
10	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-3,25666
11	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-1,17702
13	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-4,04424
14	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-4,04424
15	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-5,9998
16	SEBELUM KOMPOSIT	Combination	0	0	-5,9998

$$\Delta \text{ terjadi} = 7,43 \text{ mm} < \Delta \text{ ijin} = 21,9 \text{ mm}$$

Dengan demikian, dimensi gelagar melintang *Plate Girder* 1000x400x20x30 memenuhi syarat.

6.2.3.b. Kontrol Kapasitas Lentur Gelagar Setelah Komposit

a. Lebar Efektif

$$b_{\text{eff1}} = \frac{L}{5} = \frac{17500}{5} = 3500 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff2}} = S = 4000 \text{ m (Jarak antar gelagar)}$$

b_{eff} diambil terkecil adalah 3500 mm.

b. Menentukan C

$$A_c = b_{\text{ef}} \times t_b = 3500 \times (250-51) = 696500 \text{ mm}^2$$

Nilai C diambil nilai terkecil dari :

$$C_1 = A_s \times f_y = 42800 \times 290 = 12412000 \text{ N}$$

$$C_2 = 0,85 \times f_c' \times A_c = 0,85 \times 30 \times 696500 = 17760750 \text{ N}$$

$$C_3 = \sum_{n=1}^N Q_n \text{ (untuk komposit penuh } C_3 \text{ tidak menentukan)}$$

Maka, $C = C_1 = 12412000 \text{ N}$ (sumbu netral pada baja)

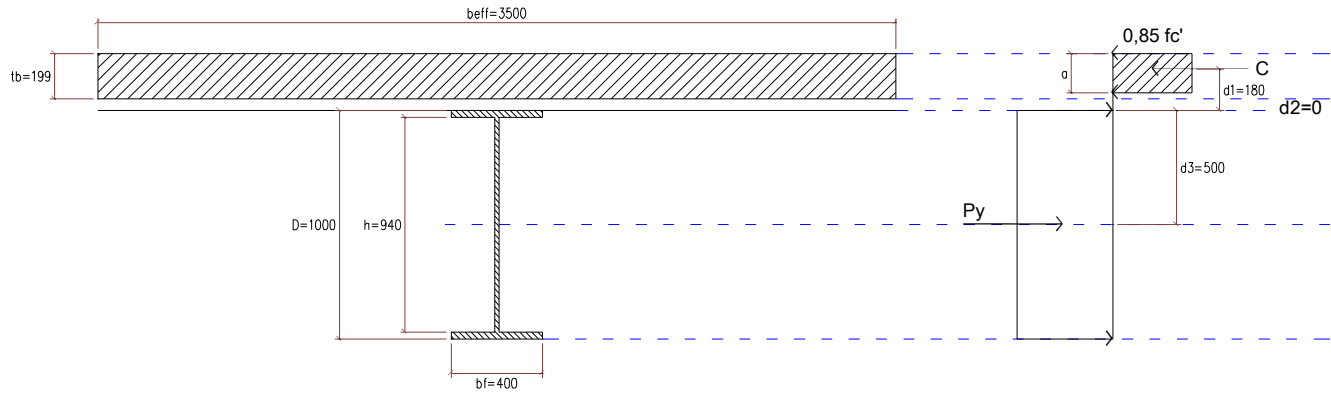
c. Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{12412000}{0,85 \times 30 \times 3500} = 139,1 \text{ mm}$$

$$d1 = h_r + t_b - a/2 = 51 + 199 - 139,1/2 = 180,465 \text{ mm}$$

$$d2 = 0 \text{ mm} \rightarrow \text{profil baja tidak mengalami tekan}$$

$$d3 = D/2 = 1000/2 = 500 \text{ mm}$$



Gambar 6.21 Distribusi tegangan plastis momen⁺. (satuan mm)

d. Kapasitas momen positif

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = 12412000 \text{ N}$$

$$P_y = A_s \times f_y = 42800 \times 290 = 12412000 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 12412000 (180,465 - 0) + 15312000(500 - 0) \\ &= 8445931406 \text{ N-mm} \\ &= 8445,93 \text{ kN-mm} \end{aligned}$$

Kontrol kapasitas momen

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 8445,93 \text{ kN-mm} \\ &= 7601,33 \text{ kN-mm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 7601,33 \text{ kN-mm} \geq M_u = 5843,3103 \text{ kN-mm} \dots \text{OK}$$

Maka gelagar memenuhi kekuatan lentur.

6.2.4 Kontrol Kapasitas Geser Gelagar Komposit

Kontrol kapasitas geser direncanakan berdasarkan beban maksimum pada COMB2 (DL + LL(BTR + BGT)) dan COMB4 (DL + LL(T2)). Dengan konfigurasi beban 100% untuk BGT + BTR, dan untuk beban Truk diasumsikan ada di setiap lajur.

Tabel 6.9 Hasil analisa gaya dalam

OutputCase	V2	M3
Text	KN	KN-M
COMB2	1858,83	5843,3103
COMB4	1633,03	5184,9791

Berdasarkan SNI 1729-2015 G2.1 (b) untuk badan dari semua profil simetris ganda dan profil simetris tunggal serta

kanal lainnya, kecuali PSB bundar, koefisien geser badan, C_v , ditentukan sebagai berikut :

(iv) Bila $h/t_w \leq 1,10\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_v = 1,0$$

(v) Bila $1,10\sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w \leq 1,37\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_v = \frac{1,10\sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w}$$

(vi) Bila $h/t_w > 1,37\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_v = \frac{1,51k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}$$

Untuk badan tanpa pengaku transversal koefisien geser pelat badan, k_v , ditentukan sebagai berikut :

$$\frac{h}{t_w} < 260$$

$$\frac{940}{20} < 260$$

$$47 < 260, \text{ maka } k_v = 5$$

Sehingga

$$h/t_w \leq 1,10\sqrt{k_v E / F_y}$$

$$47 \leq 1,10\sqrt{5 \cdot 2 \cdot 10^6 / 290}$$

$$47 \leq 64,6$$

Sehingga nilai $C_v = 1,0$

Maka kuat geser ϕV_n dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\phi V_n = \phi \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Dimana :

f_y = tegangan leleh (MPa)

A_w = luas badan balok baja

C_v = koefisien geser badan = 1,0 (SNI 1729-2015 G2.1 (a))

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 0,6 \times F_y \times (d x t_w) \times C_v \\ &= 1,0 \times 0,6 \times 290 \times 20000 \times 1 \\ &= 3480000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\phi V_n = 3480 \text{ kN} > V_u = 1858,83 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Maka gelagar kuat terhadap geser.

6.2.5 Kontrol Lendutan

Lendutan dianalisa berdasarkan kemampuan layan akibat beban hidup. Menurut RSNI T-03-2005 ps. 4.7.2 lendutan maksimum gelagar diatas dua tumpuan $L/800$.

$$\Delta \text{ ijin} = \frac{17500}{800} = 21,88 \text{ mm}$$

Beton di transformasi ke baja :

Dari perhitungan pelat lantai kendaraan, diketahui bahwa :

$$t_b = d3\text{-hr} = 250 - 51 = 199 \text{ mm}$$

$$f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{4700\sqrt{30}} = 7,769$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{3500}{7,769} = 451 \text{ mm}$$

h. Letak Garis Netral Penampang Transformasi

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} x t_b}{2} + A_s \left(t_b + \frac{D}{2} \right)}{A_{tr} + A_s}$$

Dimana :

t_b = Tebal pelat beton (mm)

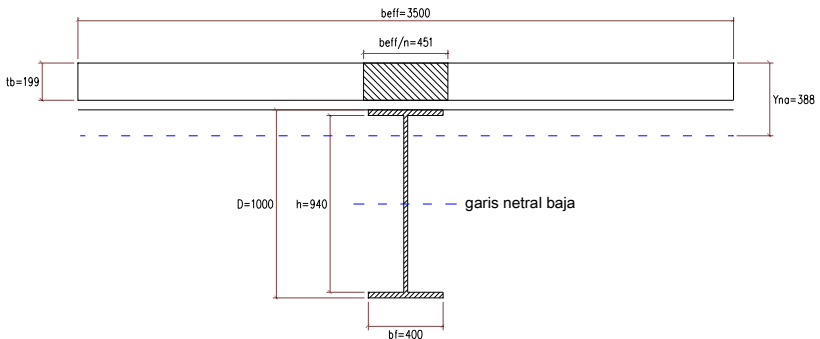
A_s = Luas penampang profil (mm²)

A_{tr} = Luas penampang transformasi (mm²)

D = Tinggi profil (mm)

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} \times t_b \\ &= 451 \times 199 \\ &= 89649,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Y_{na} = \frac{\frac{89649,86}{2} + 52800 \left(199 + \frac{350}{2} \right)}{89649,86 + 52800} = 392,995 \text{ mm}$$



Gambar 6.22 Penampang komposit transformasi. (satuan mm)

i. Momen Inersia Penampang Transformasi

$$I_{tr} = I_x + A_s \left[\left(\frac{D}{2} + t_b \right) - y_{na} \right]^2 + \frac{b_{tr} x t_b^3}{12} + A_{tr} \left(y_{na} - \frac{t_b}{2} \right)^2$$

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= 1794384.10^4 + 52800 \left[\left(\frac{1500}{2} + 199 \right) - 392,995 \right]^2 \\
 &= + \frac{451 \times 199^3}{12} + 89649,86 \left(392,995 - \frac{199}{2} \right)^2 \\
 I_{tr} &= 4,228 \times 10^{10} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Tabel 6.10 Lendutan gelagar melintang komposit

OutputCase	U1	U2	U3
Text	mm	mm	mm
COMB1	0	0	-4,141969
COMB2	0	0	-20,325427
COMB3	0	0	-10,432713
COMB4	0	0	-17,82659

$$\Delta \text{ terjadi} = 20,32 \text{ mm} < \Delta \text{ ijin} = 21,9 \text{ mm}$$

Dengan demikian, dimensi gelagar melintang *Plate Girder* 1000x400x20x30 memenuhi syarat.

6.2.6 *Shear Connector (STUD)*

Data perencanaan :

Pelat beton

$$t_b = 250 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$W = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$E_c = W^{1,5} \times (0.043 \times \sqrt{f'_c})$$

$$= 2400^{1,5} \times (0.043 \times \sqrt{30})$$

$$= 27691,466 \text{ MPa}$$

Stud :

$$D = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2$$

$$= 284 \text{ mm}^2$$

$$F_u = 500 \text{ MPa}$$

Kapasitas nominal 1 stud :

$$Q_n = 0,5 \times A_{sc} (f_c' \times E_c)^{0,5}$$

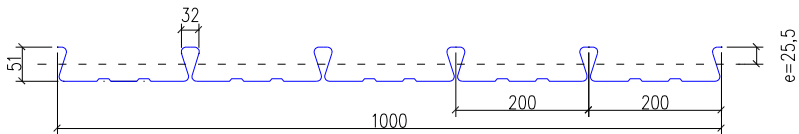
$$= 0,5 \times 284 (30 \times 27691,466)^{0,5}$$

$$= 129263,36 \text{ N}$$

$$A_{sc} \cdot F_u = 141821,43 \text{ N}$$

$$Q_n \leq A_{sc} \cdot F_u \rightarrow \text{OK}$$

Cek koefisien reduksi rs karena pengaruh pelat *steeldeck* yang dipasang \perp terhadap balok.



Gambar 6.23 Penampang LYSAGHT BONDEK BMT 1.0.
(satuan mm)

$$hr = 51 \text{ mm} \rightarrow H_s = (hr + 40) \text{ mm} = 91 \text{ mm}$$

$$wr = 100 \text{ mm} (\frac{1}{2} \text{ gelombang pelat } steeldeck)$$

$$Nr = 2 \text{ (dipasang 2 stud pada setiap gelombang)}$$

$$rs = \frac{0,85 \times wr}{\sqrt{Nr \times hr}} \left(\frac{H_s}{hr} - 1 \right) = 0,92 > 1, \text{ reduksi}$$

Maka:

$$Q_n = Q_n \cdot rs = 129263,36 \text{ N} \times 0,92 = 119481,05 \text{ N}$$

Gaya geser akibat komposit :

$$\begin{aligned} V_h = C &= A_s \times f_y \\ &= 42800 \text{ mm}^2 \times 290 \text{ MPa} \\ &= 12412000 \text{ N} \end{aligned}$$

Banyaknya stud :

$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{12412000}{119481,05} = 104 \text{ bh}$$

Jumlah *Shear-Connector* Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2n = 2 \times 104 = 208$ buah.

Jika pada setiap baris dipasang 2 stud, maka jarak stud adalah :
 $17500 / 104 = 168 \text{ mm}$

Maka digunakan jumlah stud sebanyak 208 dengan jumlah stud tiap baris 2 buah, dengan jarak masing-masing baris stud adalah 168 mm.

6.2.7 Sambungan Gelagar Melintang

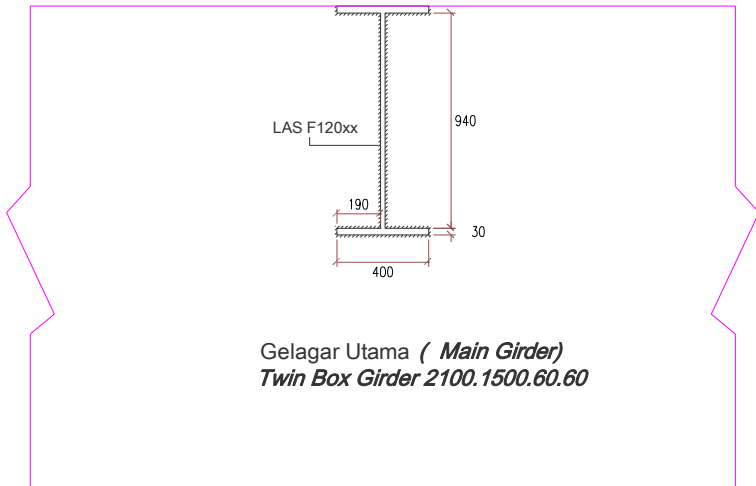
Sambungan gelagar melintang terhadap gelagar utama didesain menggunakan sambungan las, dan gelagar dipotong pada jarak 120 cm dari gelagar utama kemudian disambung dengan sambungan baut agar mudah saat pelaksanaan nya. Pada desain ini sambungan akan menerima beban V_u dan M_u .

6.2.7.a. Sambungan Gelagar Melintang Terhadap Gelagar Utama

Dari hasil analisa struktur didapat nilai gaya dalam pada tumpuan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_u &= 1858,83 \text{ kN} \\ M_u &= 5843,3103 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berikut ilustrasi sambungan gelagar melintang terhadap gelagar utama dapat dilihat Gambar 6.24.



Gambar 6.24 Sambungan gelagar melintang terhadap gelagar utama. (satuan mm)

E120xx = 120 Kips

Misal $t_c = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} A &= (4.3 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm}) + (1.40 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm}) + (2.94 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm}) \\ &= + (4.19 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm}) \\ &= 316 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat V_u :

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{V_u}{A} \\ &= \frac{1858,83 \text{ kg}}{316 \text{ cm}^2} \\ &= 588,237 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat M_u :

$$f_h = \frac{M_u}{S_x}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{58433103 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{16057 \text{ cm}^3} \\
 &= 3639,1046 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{tot}} &= \sqrt{f_h^2 + f_v^2} \\
 &= \sqrt{3639,1046^2 + 588,237^2} \\
 &= 3686,3404 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi f_n &= \phi \cdot 0,6 \cdot E120xx \\
 &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 120 \cdot 70,3 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 3796,2 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$f_{\text{tot}} < \phi f_n \dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 t_{\text{e-perlu}} &= \frac{f_{\text{total}}}{\phi f_n} \cdot 1 \text{ cm} \\
 &= \frac{3686,3404}{3796,2} \cdot 1 \text{ cm} \\
 &= 0,97 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= t_e / 0,707 \\
 &= 0,96 \text{ cm} / 0,707 \\
 &= 1,373 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

6.2.7.b. Sambungan Pada Gelagar Melintang

Digunakan baut tipe tumpu :

Desain baut	= M22
Diameter baut	= 22 mm
f_{ub}	= 500 MPa
d_b	= 22 mm
$d_p = d_b + 1,5 \text{ mm}$	= 23,5 mm
A_b	= 380,285 mm ²

Gaya-gaya yang bekerja pada jarak 120 cm dari tumpuan :

$$V_u = 1774,143 \text{ kN}$$

$$M_u = 4208,95 \text{ kN-m}$$

Pembagian Momen :

$$\begin{aligned} M_{u\text{-badan}} &= \frac{I_{bd}}{I_{prop}} \cdot M_u \\ &= \frac{1}{12} (2)(94^3) \\ &= \frac{12}{703150,7} \cdot 4208,95 \text{ kN-m} \\ &= 828,625 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u\text{-sayap}} &= M_u - M_{u\text{-badan}} \\ &= (4208,95 - 828,625) \text{ kN-m} \\ &= 3380,332 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

1. Sambungan pelat sayap

(a) Kuat nominal satu (1) baut

Diketahui,

$$r_1 = 0,5 \quad (\text{tidak ada ulir pada bidang geser})$$

$$m = 2 \quad (2 \text{ bidang geser})$$

$$tL = 2 \times 15 \text{ mm} \quad (\text{Pelat BJ50})$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

a. Kuat geser (V_d)

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 500 \cdot 380,285 \cdot 2 \cdot 10^{-3} \\ &= 142,607 \text{ kN (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu (R_d)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_f \cdot 2,4d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 22 \cdot 30 \cdot 500 \cdot 10^{-3} \\ &= 594 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai nilai kuat nominal satu (1) baut

$$\phi V_n = 142,607 \text{ kN}$$

(b) Jumlah baut yang diperlukan

Gaya kopel sayap

$$M_u = 3380,332 \text{ kN-mm}$$

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{M_u}{h} \\ &= \frac{3380,332}{0,94} \\ &= 3596,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n = \frac{T_u}{\phi V_n} = \frac{3596,09}{142,607} = 25,2 \text{ buah} \approx 26 \text{ buah}$$

(c) Syarat jarak baut

$$3.db \leq S \leq 15. Tp \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3. 22 \leq S \leq 15. 30 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$66 \leq S \leq 450 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

S dipasang sejarak = 70 mm

$$1,5. db \leq S1 \leq (4.Tp + 100) \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5. 22 \leq S1 \leq (4. 30 + 100) \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$33 \leq S1 \leq 220 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

S1 dipasang sejarak = 35 mm

2. Sambungan pelat badan

(a) Kuat nominal satu (1) baut

Diketahui,

$$r_1 = 0,5 \quad (\text{tidak ada ulir pada bidang geser})$$

$$m = 2 \quad (2 \text{ bidang geser})$$

$$tL = 2 \times 10 \text{ mm} \quad (\text{Pelat BJ50})$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

a. Kuat geser (V_d)

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 500 \cdot 380,285 \cdot 2 \cdot 10^{-3} \\ &= 142,607 \text{ kN (menentukan)}\end{aligned}$$

b. Kuat tumpu (R_d)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi_f \cdot 2,4d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 22 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 10^{-3} \\ &= 396 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dipakai nilai kuat nominal satu (1) baut

$$\phi V_n = 142,607 \text{ kN}$$

(b) Jumlah baut yang diperlukan

$$\text{Jarak vertikal baut } (\mu) = 70 \text{ mm}$$

$$M_u = 828,625 \text{ kN-m}$$

$$\begin{aligned}n &= \sqrt{\frac{6M_u}{\mu R_u}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 828,625}{0,070 \times 142,607}} = 20,88 \text{ buah} \approx 22 \text{ buah}\end{aligned}$$

(c) Syarat jarak baut

$$3.db \leq S \leq 15 \cdot T_p \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3 \cdot 22 \leq S \leq 15 \cdot 20 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$66 \leq S \leq 300 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

S dipasang sejarak = 70 mm

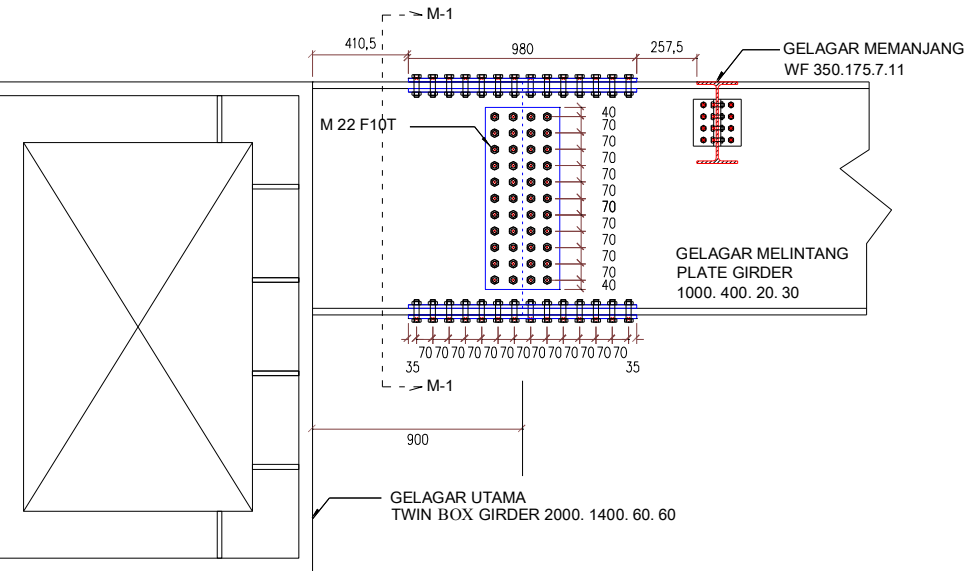
$$1,5 \cdot db \leq S1 \leq (4 \cdot T_p + 100) \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5 \cdot 22 \leq S1 \leq (4 \cdot 20 + 100) \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$33 \leq S1 \leq 180 \quad ; \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

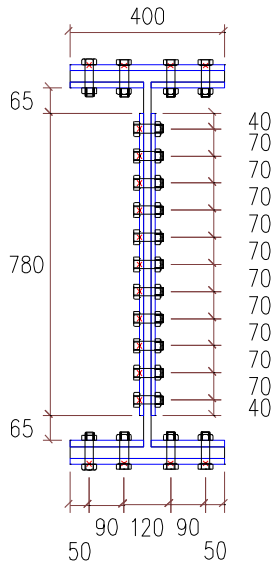
S1 dipasang sejarak = 40 mm

Berikut ilustrasi sambungan balok pada gelagar melintang dapat dilihat pada Gambar 6.25 dan Gambar 6.26 berikut ini.



Gambar 6.25 Sambungan gelagar melintang. (satuan mm)

GELAGAR MEMANJANG
WF 350.175.7.11



Gambar 6.26 Detail potongan M-1 – M-1. (satuan mm)

BAB VII

PEMODELAN DAN ANALISA STRUKTUR UTAMA

Pada bab ini akan dibahas gaya-gaya yang terjadi pada struktur gelagar utama (*main girder*) berupa *twin box girder*, kabel, *block anchor*, dan *pylon*. Dalam analisa struktur *cable stayed* ini digunakan program bantu MIDAS CIVIL V2011. Bab ini akan membahas mulai dari pemodelan struktur, pembebanan, dan analisa struktur. Digunakan pembebanan statik, dan dinamik.

7.1 Pemodelan Struktur

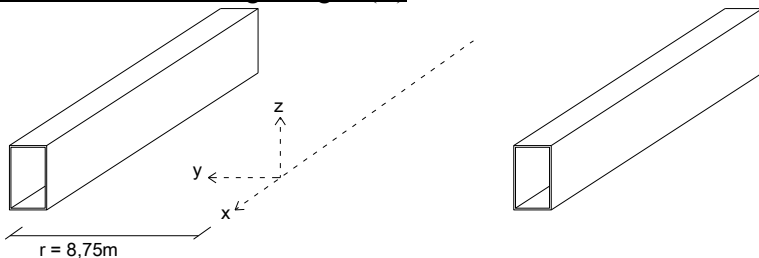
Dalam pemodelan struktur, jembatan ini dimodelkan menggunakan *fishbone model*, dengan input nilai *section properties* dari gelagar utama, pelat lantai, kabel, dan struktur *pylon* sebagai berikut :

Tabel 7.1 Section Properties

Section ID	Name	Area (m ²)	Ixx (m)	Iyy (m)	Izz (m)
1	Truss (<i>Stay Cable</i>)	0,1934	0	0	0
2	Beam (<i>Steel Box</i>)	0,4736	0,2975757	0,2904414	0,1701998
3	Beam (<i>Deck Slab</i>)	4,375	0,090325521	0,022786458	111,6536458
4	<i>Pylon</i>	8,33	14,58345	8,334408	14,15908
5	Kaki <i>Pylon</i>	12	19,4385	9	16
6	<i>Lower Cross Beam</i>	3,716	3,424348	3,69077	1,772425
7	<i>Top Cross Beam</i>	5,805	8,920178	22,23187	3,264869

Karena dalam *fishbone model*, elemen dari gelagar utama dijadikan menjadi satu elemen di tengah sumbu jembatan, maka nilai Ixx, Iyy, dan Izz gabungan dicari sebagai berikut :

Mencari nilai Inersia gabungan (I')



Gambar 7.1 Perspektif gelagar utama

Mencari nilai I_{yy}' :

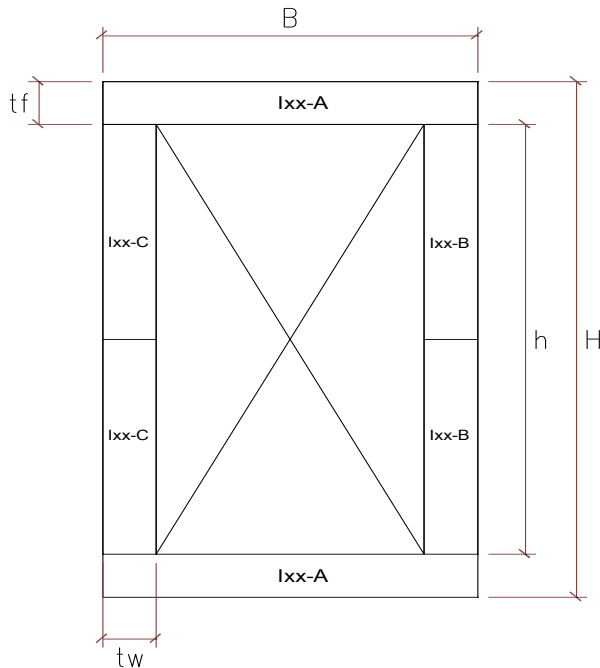
$$I_{yy}' = 2 \times I_{yy} = 2 \times 0,201062 \text{ m}^4 = 0,5808828 \text{ m}^4$$

Mencari nilai I_{zz}' :

$$\begin{aligned} I_{zz}' &= 2 \times [I_{zz} + A_s \times (r + \frac{1}{2} B_f)^2] \\ &= 2 \times [0,1701998 + 0,4736 \times (9,5 + 0,5 \times 1,5)^2] \\ &= 85,8252 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

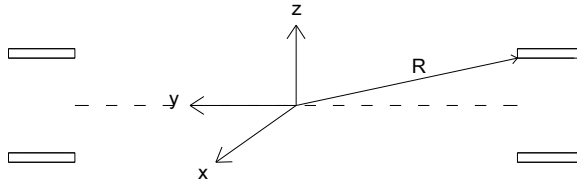
Mencari nilai I_{xx}' :

Untuk mempermudah dalam perhitungan, maka penampang gelagar utama dibagi menjadi 3 bagian yaitu I_{xx-A} , I_{xx-B} dan I_{xx-C} seperti pada Gambar 7.2 berikut ini :



Gambar 7.2 Pembagian penampang untuk menghitung I_{xx} gabunganbox

Menghitung I_{XX-A} :



Gambar 7.3 Permodelan I_{XX-A}

Diketahui batas-batas penampang I_{XX-A}

$$z_0 = \frac{1}{2} h = 0,99 \text{ m}$$

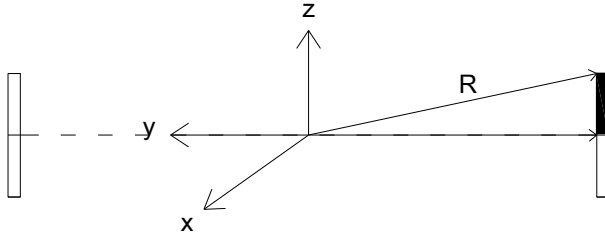
$$z' = \frac{1}{2} h + t_f = 1,05 \text{ m}$$

$$y_0 = r = 8,75 \text{ m}$$

$$y' = r + b_f = 10,03 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I_{XX-A} &= 4\rho \int_r^R R^2 dA \int dx \\ &= 4\rho \int \int_r^R R^2 dy dz \int dx \\ &= 4\rho \int_{y_0}^{y'} \int_{z_0}^{z'} (y^2 + z^2) dy dz \int dx \\ &= 4\rho \int_{y_0}^{y'} \left(zy^2 + \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{z_0}^{z'} dy \int dx \\ &= 4\rho \left(\frac{zy^3}{3} + \frac{z^3 y}{3} \right) \Big|_{y_0}^{y'} \int dx \\ &= 4\rho \left(\frac{(z'-z_0)(y'^3 - y_0^3)}{3} + \frac{(z'^3 - z_0^3)(y' - y_0)}{3} \right) \int dx \\ &= 32,932152 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Menghitung I_{XX-B} :



Gambar 7.4 Permodelan I_{XX-B}

Diketahui batas-batas penampang I_{XX-B}

$$z_0 = 0 = 0,00 \text{ m}$$

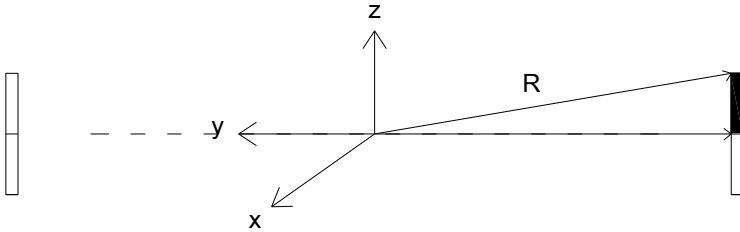
$$z' = \frac{1}{2} h = 0,99 \text{ m}$$

$$y_0 = r = 8,75 \text{ m}$$

$$y' = r + tw = 8,81 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I_{XX-B} &= 4\rho \int_r^R R^2 dA \int dx \\ &= 4\rho \int \int R^2 dy dz \int dx \\ &= 4\rho \int_{y_0}^{y'} \int_{z_0}^{z'} (y^2 + z^2) dy dz \int dx \\ &= 4\rho \int_{y_0}^{y'} \left(zy^2 + \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{z_0}^{z'} dy \int dx \\ &= 4\rho \left(\frac{zy^3}{3} + \frac{z^3 y}{3} \right) \Big|_{y_0}^{y'} \int dx \\ &= 4\rho \left(\frac{(z'-z_0)(y'^3 - y_0^3)}{3} + \frac{(z'^3 - z_0^3)(y' - y_0)}{3} \right) \int dx \end{aligned}$$

$= 9,1969495 \text{ m}^4$
 Menghitung I_{XX-C} :



Gambar 7.5 Permodelan I_{XX-C}

Diketahui batas-batas penampang I_{XX-B}

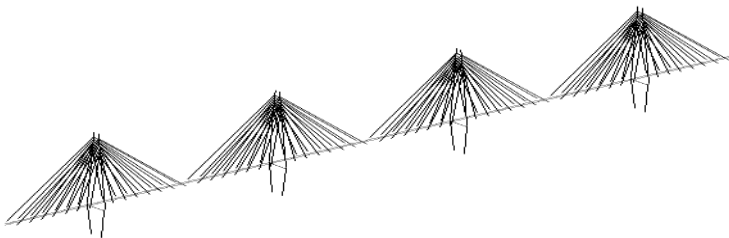
$$\begin{aligned} z_0 &= 0 & &= 0,00 \text{ m} \\ z' &= \frac{1}{2} h & &= 0,99 \text{ m} \\ y_0 &= r + tw + b & &= 10,02 \text{ m} \\ y' &= r + \frac{1}{2} tw & &= 10,03 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{XX-C} &= 4\rho \int_r^R R^2 dA \int dx \\ &= 4\rho \int \int R^2 dy dz \int dx \\ &= 4\rho \int_{y_0}^{y'} \int_{z_0}^{z'} (y^2 + z^2) dy dz \int dx \\ &= 4\rho \int_{y_0}^{y'} \left(zy^2 + \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{z_0}^{z'} dy \int dx \\ &= 4\rho \left(\frac{zy^3}{3} + \frac{z^3 y}{3} \right) \Big|_{y_0}^{y'} \int dx \\ &= 4\rho \left(\frac{(z' - z_0)(y'^3 - y_0^3)}{3} + \frac{(z'^3 - z_0^3)(y' - y_0)}{3} \right) \int dx \end{aligned}$$

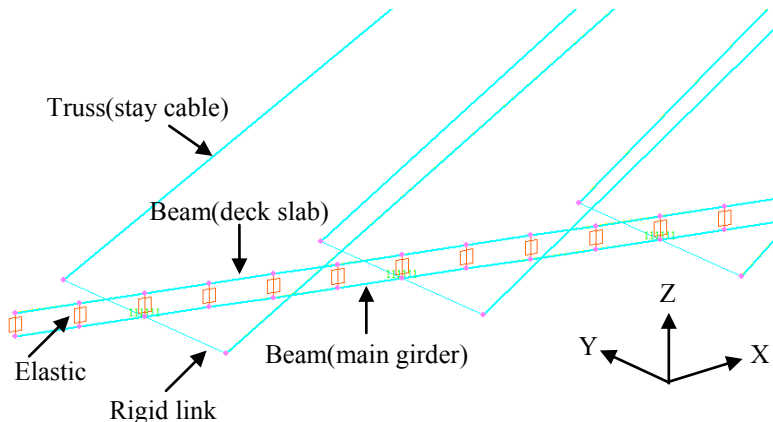
$$= 12,447318 \text{ m}^4$$

$$\text{Sehingga nilai } I_{xx}' = I_{xx-A} + I_{xx-B} + I_{xx-C} = 54,576419 \text{ m}^4$$

Elemen kabel dimodelkan sebagai elemen *truss*, sedangkan *deck slab* dan *main girder* dimodelkan sebagai elemen *beam*. Untuk lebih jelasnya, permodelan jembatan dapat dilihat pada Gambar 7.6 dan Gambar 7.7.



Gambar 7.6. Analisis model jembatan dengan *fishbone model*



Gambar 7.7 Pemodelan elemen jembatan

7.2 Analisa Statik

Beban yang termasuk beban statik adalah beban tetap, beban hidup, dan beban angin. Beban tetap berupa berat sendiri struktur,

dan beban mati tambahan. Dalam pembebanan *fishbone model*, semua beban dijadikan sebagai beban garis atau beban titik.

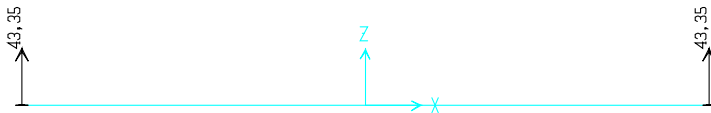
7.2.1 Pembebanan

1. Beban Tetap

Beban tetap yang bekerja pada *main girder* adalah berupa hasil reaksi perletakan gelagar melintang akibat beban DL dan SDL. Sedangkan untuk berat sendiri *main girder*, *deck slab*, kabel dan pylon, sudah diperhitungkan oleh program bantu MIDAS CIVIL V2011.

a) Beban Mati (DL)

Dari analisa pembebanan gelagar melintang didapatkan reaksi perletakan akibat beban DL (tanpa beban plat lantai) menggunakan program bantu SAP2000 adalah:



Gambar 7.8 Reaksi perletakan akibat beban DL

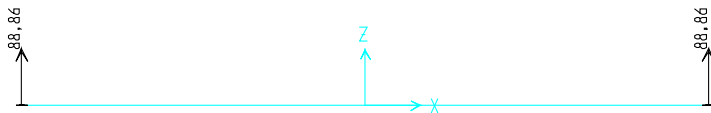
$$P_{DL} = 43,35 \text{ kN}$$

Karena gelagar utama dimodelkan menjadi 1 elemen, maka :

$$P_{DL} = 43,35 \text{ kN} \times 2 = 86,7 \text{ kN}$$

b) Beban Superimpose (SDL)

Dari analisa pembebanan gelagar melintang didapatkan reaksi perletakan akibat beban SDL menggunakan program bantu SAP2000 adalah:



Gambar 7.9 Reaksi perletakan akibat beban SDL

$$P_{SDL} = 88,86 \text{ kN}$$

Karena gelagar utama dimodelkan menjadi 1 elemen, maka :

$$P_{SDL} = 88,86 \text{ kN} \times 2 = 177,72 \text{ kN}$$

2. Beban Hidup

g) Beban Terbagi Rata (BTR)

Untuk $L \leq 30 \text{ m}$: $q = 9 \text{ kPa}$

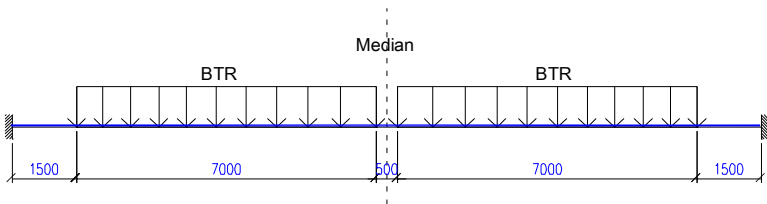
$$\text{Untuk } L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa}$$

(SNI 1725:2016 ps. 8.3.1)

Karena L terbebani adalah 960 m, maka digunakan :

$$\begin{aligned} q &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \\ &= 4,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{100\%} &= q_{BTR} \cdot \text{Lebar lajur} \\ &= 4,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 14 \text{ m} \\ &= 64,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



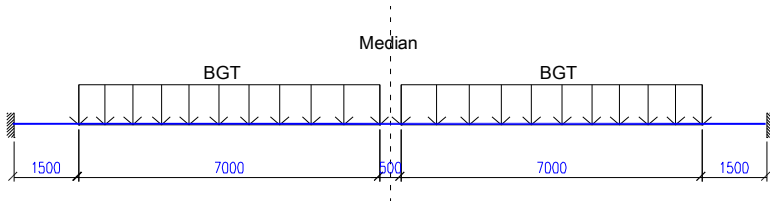
Gambar 7.10 Tampak potongan pembebanan BTR. (satuan mm)

h) Beban Garis Terpusat (BGT)

Menurut SNI 1725:2016 ps. 8.3.1 besarnya BGT adalah 49 kN/m. Karena bentang total jembatan pada desain ini

adalah 480 m maka nilai Faktor Beban Dinamis (FDB) diambil sebesar 30% (Gambar 28 SNI 1725:2016)

$$\begin{aligned} P_{100\%} &= P_{BGT} (1+FDB). \text{ Lebar lajur} \\ &= 49 \text{ kN/m} (1+30\%). 14 \text{ m} \\ &= 891,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



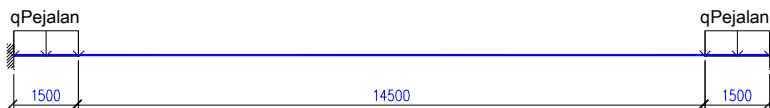
Gambar 7.11 Tampak potongan pembebanan BGT. (satuan mm)

i) **Beban Pejalan Kaki**

Berdasarkan SNI 1725:2016 ps 8.9 beban pejalan kaki adalah sebesar 5 kPa.

$$\begin{aligned} q \text{ Pejalan} &= w \times \text{lebar trotoar} \times \text{Jumlah trotoar} \\ q \text{ Pejalan} &= 5 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} \times 2 \\ q \text{ Pejalan} &= 15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Karena gelagar utama dimodelkan menjadi 1 elemen, maka beban pejalan kaki = $15 \text{ kN/m} \times 2 = 30 \text{ kN/m}$.



Gambar 7.12 Tampak potongan pembebanan pejalan kaki. (satuan mm)

j) **Beban Angin**

Beban angin dihitung berdasarkan SNI 1725-2016 Ps 9.6. Pada perencanaan jembatan ini, arah angin diasumsikan tegak lurus terhadap jembatan.

Menentukan kecepatan angin rencana (V_{DZ})

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10 m diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} , harus dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Dimana :

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana (km/jam)

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10 m di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)

V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1 m

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10$ m)

V_0 = kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam Tabel 7.2, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada Tabel 7.2 (mm)

Tabel 7.2 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3

Z_0 (mm)	70	1000	2500
------------	----	------	------

Karena jembatan terletak di tengah kota, maka :

$$V_{DZ} = 2,5 \times 19,3 \left(\frac{100}{90} \right) \ln \left(\frac{30000}{2500} \right) = 133 \text{ km/jam}$$

Beban angin pada struktur (EW_s)

Berdasarkan SNI 1725-2016 Ps 9.9.1.1 beban angin pada struktur dihitung menggunakan rumus :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Dimana :

P_B = tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel 7.3 (MPa)

Tabel 7.3 Tekanan angin dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekanan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/m pada bidang tekan dan 0,385 kPa pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/m pada balok atau gelagar.

$$P_D = 0,0024 \left(\frac{133}{90} \right)^2 = 0,005258 \text{ N/mm}^2$$

$EW_s = P_D \times \text{tinggi main girder}$

$$\begin{aligned}
 &= 0,005258 \text{ N/mm}^2 \times 2400 \text{ mm} \\
 &= 12,6202 \text{ N/mm} \\
 &= 12,6202 \text{ kN/m} > \text{persyaratan}
 \end{aligned}$$

Gaya angin pada kendaraan (EW_L)

Berdasarkan SNI 1725-2016 Ps 9.9.1.2 tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

$$EW_L = 1,46 \text{ N/mm} \times 1800 \text{ mm} = 2628 \text{ N}$$

Beban terpusat EWL kemudian di distribusikan sebagai momen ke plat lantai, sehingga :

$$EW_L = 2628 \text{ N} \times 0,9 \text{ m} = 2365,2 \text{ Nmm} = 2,265 \text{ kNmm}$$

3. Rekapitulasi Beban

Tabel 7.4 Rekapitulasi beban

Jenis Beban	Nilai	LF	Total	Satuan
Beban Mati (DL)				
Reaksi perletakan beban DL gelagar melintang	86,7	1	86,7	kN
Beban Superimpose (SDL)				
Reaksi perletakan beban SDL gelagar melintang	177,72	1	177,72	kN
Beban Hidup (LL)				
Beban BTR	64,575	2	129,15	kN/m
Beban BGT	891,8	2	1783,6	kN
Beban Pejalan Kaki	15	2	30	kN/m
Beban Angin (EW)				
Beban angin pada	12,62	1	12,62	kN/m

struktur (EW_S)				
Beban angin pada kendaraan (EW_L)	2,365	1	2,365	kN-m

4. Kombinasi Pembebanan

LCB1

= $DL+SDL+LL_{KASUS1}+EW_S+EW_{L1}$

LCB2

= $DL+SDL+LL_{KASUS2}+EW_S+EW_{L2}$

LCB3

= $DL+SDL+LL_{KASUS3}+EW_S+EW_{L3}$

LCB4

= $DL+SDL+LL_{KASUS4}+EW_S+EW_{L4}$

LCB5

= $DL+SDL+LL_{KASUS5}+EW_S+EW_{L5}$


LCB6


= $DL+SDL+LL_{KASUS6}+EW_S+EW_{L6}$

Untuk pembebanan LL dan EW_L lebih jelasnya lihat Tabel 7.5 berikut:

Tabel 7.5 Kasus pembebanan LL

Kasus	Gambar
1	
2	
3	
4	
5	
6	

 BTR (UDL)

 BGT(KEL)

7.2.2 Hasil Analisa Statis

Tabel 7.6 Gaya-gaya dalam akibat pembebanan statik

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
DL + SDL + LL1+EWL1+EWS						
MIN	-30324,5	-1719,44	-9424,25	-1851,16	-15114,97	-41114,04
MAX	32444,55	1719,44	9426,61	1851,16	40722,75	54490,1
DL + SDL + LL2+EWL2+EWS						
MIN	-68319	-1739,47	-6297,48	-1879,32	-67718,44	-41125,66
MAX	28292,61	1731,71	14391,29	1870,51	33151,61	54519,5
DL + SDL + LL3+EWL3+EWS						
MIN	-51588,5	-1731,85	-10383,42	-1870,74	-50029,96	-41116,05
MAX	30568,84	1731,85	10383,42	1870,74	37539,28	54474,19
DL + SDL + LL4+EWL4+EWS						
MIN	-44886	-1739,56	-9285,86	-1879,48	-42779,63	-41130,42
MAX	17116,33	1739,56	9281,93	1879,48	19947,59	54500,53
DL + SDL + LL5+EWL5+EWS						
MIN	-40674,1	-1727,07	-5677,11	-1859,93	-19341,28	-41133,25
MAX	11880,6	1727,07	5677,11	1859,93	15322,82	54499,52
DL + SDL + LL6+EWL6+EWS						
MIN	-40434	-1727,13	-5551,42	-1859,98	-19484,22	-41131,97
MAX	12738,35	1731,67	5689,57	1870,48	16292,42	54505,72

7.3 Analisa Dinamik

Untuk pembebanan gempa digunakan *response spectrum analysis* yang terdapat pada MIDAS CIVIL V2011. Berdasarkan (RSNI 2833-201X Ps. 5.2.1.) Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa, dapat dilihat posisi Kota Palembang dalam peta gempa yang dalam ketentuan ini meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) dan respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar yang mewakili *level hazard* (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Data tersebut dapat dilihat pada Tabel 7.7 berikut:

Tabel 7.7. Data gempa

No	Level Gempa	Keterangan	Nilai
1	7% dalam 75 tahun (gempa \approx 1000 tahun)	Percepatan puncak di batuan dasar (PGA)	0.05-0.1 g
2		Respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar (S_s)	0.1-0.15 g
3		Respons spektra percepatan 1.0 detik di batuan dasar (S_1)	0.1-0.15 g

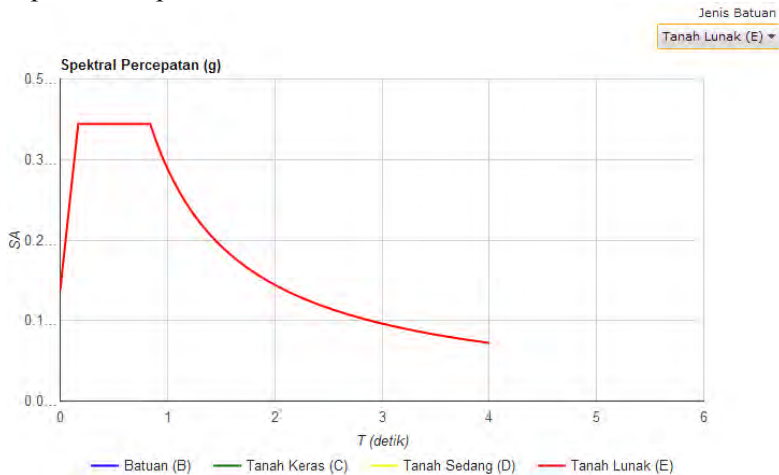
Kemudian data diatasdiinput sebagai data *renponse spectrum*, dapat juga diperoleh data koefisien gempa dan tabel *response spectrum* dari website www.puskim.pu.go.id dengan memasukkan lokasi Kota Palembang dengan jenis batuan tanah lunak. Kemudian data diinput pada program bantu untuk kemudian diolah secara otomatis sehingga didapatkan grafik *response spectrum*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 7.8.

Tabel 7.8 Nilai koefisien gempa

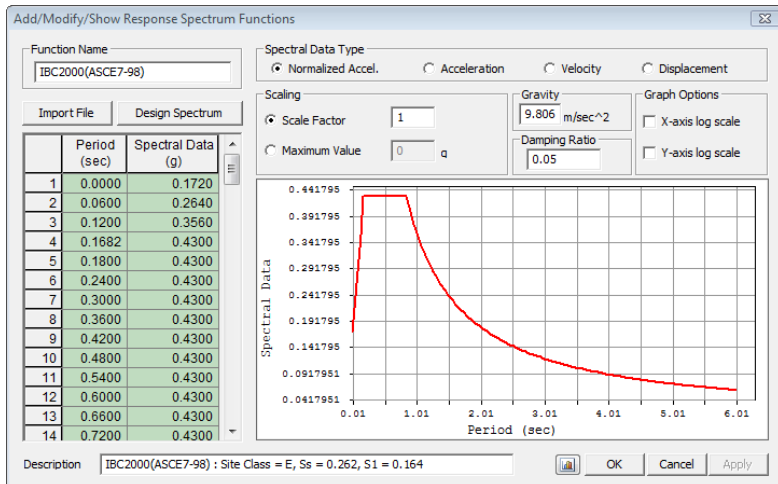
Variabel	Nilai
P_{GA} (g)	0.146
S_s (g)	0.262
S_1 (g)	0.164
C_{RS}	0.930
C_{R1}	0.945
F_{PGA}	2.132
F_A	2.462
F_V	3.309
P_{SA} (g)	0.311
S_{MS} (g)	0.645

S_{M1} (g)	0.542
S_{DS} (g)	0.430
S_{D1} (g)	0.361
T_0 (detik)	0.168
T_s (detik)	0.840

Berikut adalah grafik nilai *response spectrum* yang didapat dari puskim dan dari hasil analisa program MIDAS CIVIL V2011 dapat dilihat pada Gambar 7.13 dan Gambar 7.14.



Gambar 7.13 Grafik *Response Spectrum* tanah lunak hasil desain spektra Puskim

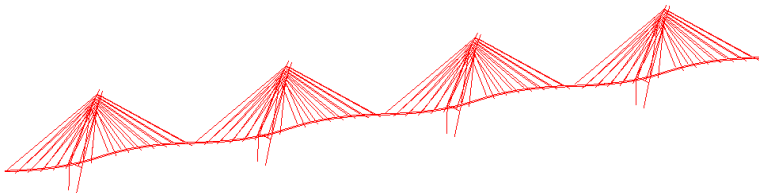


Gambar 7.14 Grafik *Response Spectrum* hasil desain MIDAS

7.3.1 Menghitung Koefisien Respons Gempa Elastik (C_{sm})

Nilai koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) dihitung berdasarkan RSNI 2833-201X Ps. 5.4.2.

Arah X (Longitudinal)



Gambar 7.15 *Vibration mode shape* pada mode 1 menunjukkan lentur arah X

Diketahui :

$$T_{\text{output MIDAS}} = 13,095 \text{ sec (mode 1)}$$

$$T_0 = 0,168 \text{ sec}$$

$$T_s = 0,840 \text{ sec}$$

$$\text{Displacement} = 0,42 \text{ m}$$

Sehingga $T_{\text{output MIDAS}} > T_s$, maka digunakan persamaan ke 3 pada RSNI 2833-201X Ps. 5.4.2.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,361}{13,095} = 0,027568$$

Maka dapat dihitung gaya geser dasar seismik (V) yang dihitung berdasarkan RSNI 2833-201X Ps. 5.1 dengan persamaan berikut :

$$V_{\text{statik}} = \frac{C_{sm}}{R} x W_t$$

Dimana :

C_{sm} = koefisien respons gempa elastik pada moda getar

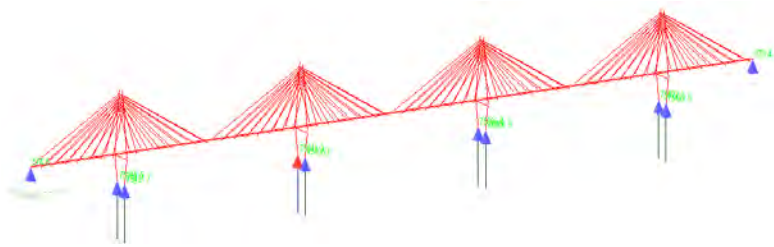
W_t = berat total struktur

R = faktor modifikasi respons

= 2 (kesepakatan komisi keselamatan jembatan dan terowongan jalan)

Nilai W_t (berat total struktur) didapat dari jumlah reaksi perletakan arah vertikal pada MIDAS, didapat :

$$W_t = 605939,1 \text{ kN}$$



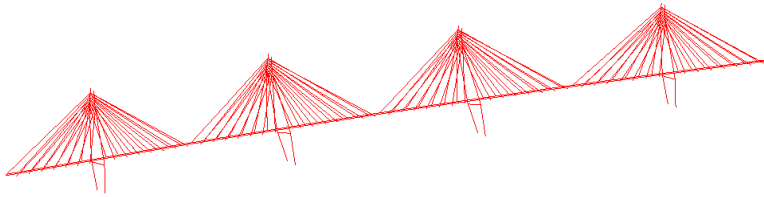
Gambar 7.16 Reaksi perletakan arah vertikal

Sehingga :

$$V_{\text{statik}} = \frac{0,027568}{2} x 605939,1 = 8352,196 \text{ kN}$$

$$0,85 V_{\text{statik}} = 0,85 x 8352,196 \text{ kN} = 7099,367 \text{ kN}$$

Arah Y (Transversal)



Gambar 7.17 *Vibration mode shape* pada mode 2 menunjukkan lentur arah Y

Diketahui :

$$T_{\text{output MIDAS}} = 3,801 \text{ sec (mode 2)}$$

$$T_0 = 0,168 \text{ sec}$$

$$T_s = 0,840 \text{ sec}$$

$$\text{Displacement} = 0,24 \text{ m}$$

Sehingga $T_{\text{output MIDAS}} > T_s$, maka digunakan persamaan ke 3 pada RSNI 2833-201X Ps. 5.4.2.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,361}{3,801} = 0,0949$$

Maka dapat dihitung gaya geser dasar seismik (V) yang dihitung berdasarkan RSNI 2833-201X Ps. 5.1 dengan persamaan berikut :

$$V_{\text{statik}} = \frac{C_{sm}}{R} x W_t$$

Dimana :

C_{sm} = koefisien respons gempa elastik pada moda getar

W_t = berat total struktur = 605939,1 kN

R = faktor modifikasi respons

= 3 (kesepakatan komisi keselamatan jembatan dan terowongan jalan)

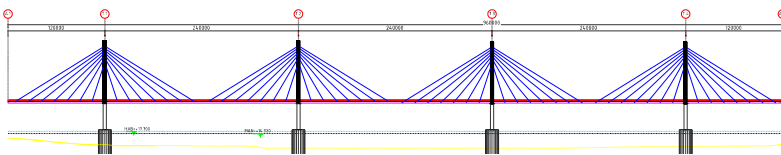
Sehingga :

$$V_{\text{statik}} = \frac{0,0949}{3} \times 605939,1 = 14387,27 \text{ kN}$$

$$0,85 V_{\text{statik}} = 0,85 \times 14387,27 \text{ kN} = 12229,18 \text{ kN}$$

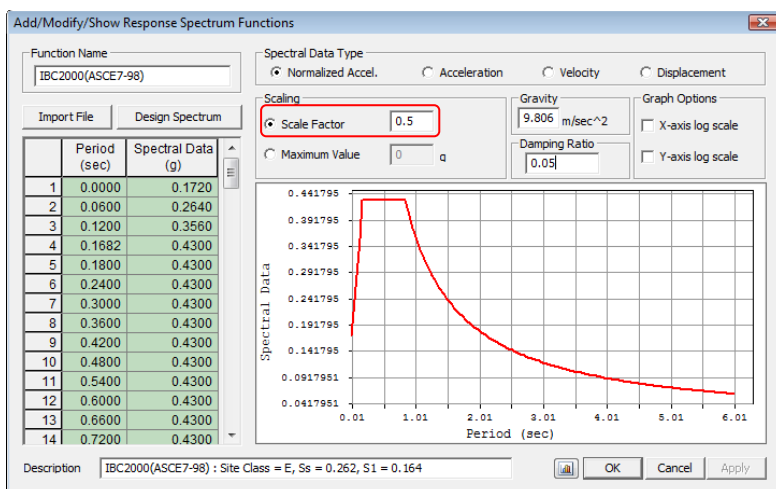
7.3.2 Kontrol Pengaruh Gempa Arah X (Longitudinal)

Pada bangunan atas jembatan pengaruh gempa harus direduksi, untuk gempa pada struktur jembatan arah X memiliki faktor modifikasi respons (R) yang lebih kecil dari gempa pada struktur jembatan arah Y, hal ini terjadi karena pada arah longitudinal tidak boleh ada struktur yang leleh.



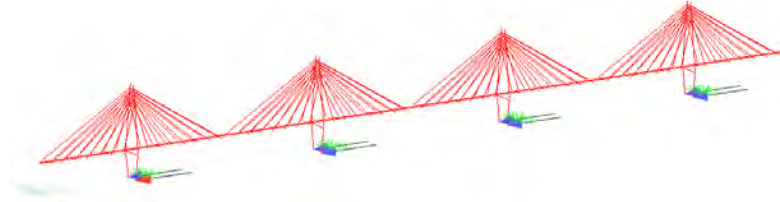
Gambar 7.18 Jembatan arah X (Longitudinal)

Pada arah X diambil nilai $R = R_{\text{statik}} = 2$, sehingga pada respons spektrum MIDAS nilai *scale factor* diubah menjadi $\frac{1}{2} = 0,5$.



Gambar 7.19 Grafik *Response Spectrum* arah X

Kemudian dicari nilai V_{dinamik} akibat gempa arah X dengan menjumlah semua reaksi geser arah X pada semua perletakan seperti pada Gambar 7.20 berikut ini.



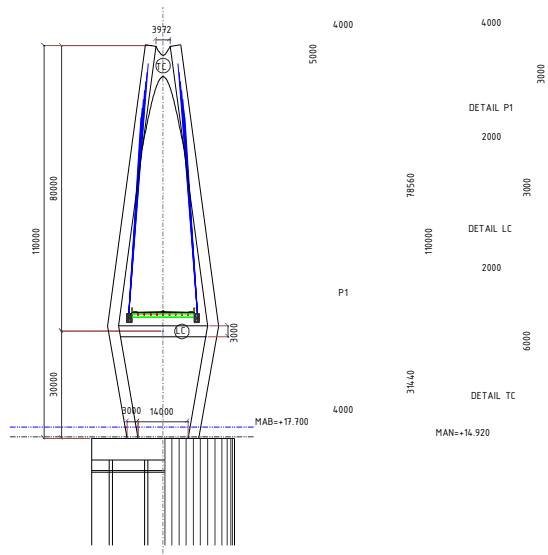
Gambar 7.20 Reaksi gaya geser dasar arah X

Didapat nilai V_{dinamik} arah X = 8376,9 kN

Sehingga terkontrol OK karena V_{dinamik} arah X $> 0,85 V_{\text{statik}}$

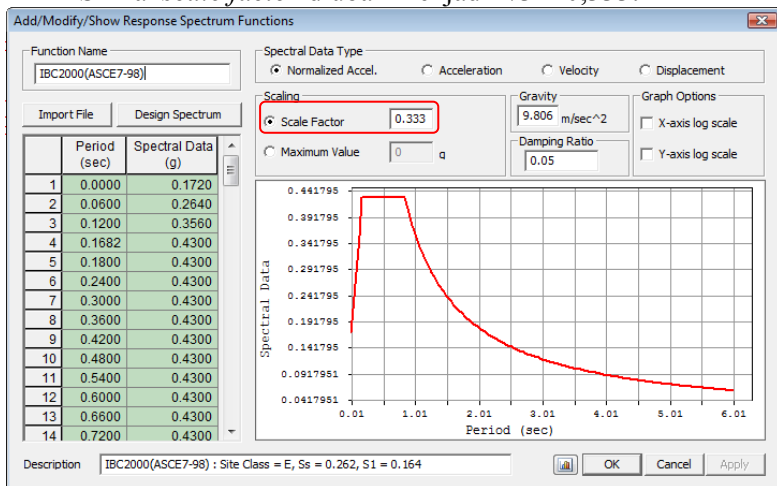
7.3.3 Kontrol Pengaruh Gempa Arah Y (Transversal)

Pada bangunan atas jembatan pengaruh gempa harus direduksi, untuk gempa pada struktur jembatan arah Y memiliki faktor modifikasi respons (R) yang lebih besar dari gempa pada struktur jembatan arah X, hal ini terjadi karena pada arah transversal boleh ada struktur yang leleh, seperti balok pengaku pada *pylon*.



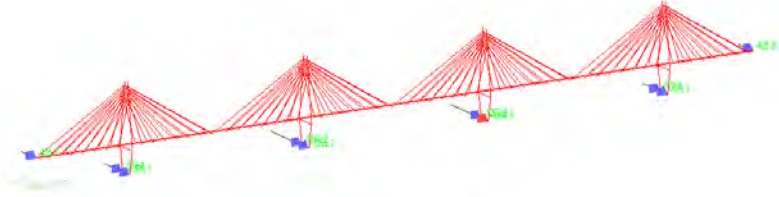
Gambar 7.21 Jembatan arah Y (Transversal)

Pada arah Y diambil nilai $R = 3$, sehingga pada respons spektrum MIDAS nilai *scale factor* diubah menjadi $1/3 = 0,333$.



Gambar 7.22 Grafik *Response Spectrum* arah Y

Kemudian dicari nilai V_{dinamik} akibat gempa arah Y dengan menjumlah semua reaksi geser arah Y pada semua perletakan seperti pada Gambar 7.23 berikut ini.



Gambar 7.23 Reaksi gaya geser dasar arah Y

Didapat nilai V_{dinamik} arah Y = 16435,3 kN

Sehingga terkontrol OK karena V_{dinamik} arah Y $> 0,85 V_{\text{statik}}$

7.3.4 Hasil Analisa Dinamis

Berikut adalah konfigurasi beban untuk analisa dinamik yang meliputi beban tetap, SDL dan beban gempa *respon spectrum* dapat dilihat pada Tabel 7.9.

Tabel 7.9 Konfigurasi pembebanan untuk analisa dinamik

Kasus	Konfigurasi Beban
1	DL + SDL + EY (Gempa)
2	DL + SDL + EX (Gempa)

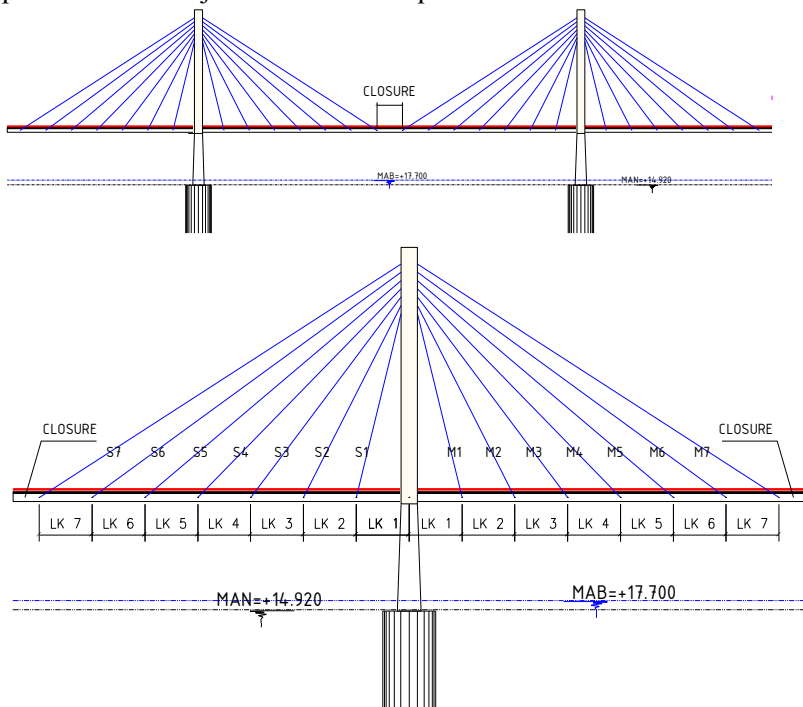
Kemudian hasil gaya-gaya dalam terbesar minimum dan maksimal disajikan pada Tabel 7.10 berikut ini :

Tabel 7.10 Gaya-gaya dalam akibat pembebanan gempa

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
DL+SDL+EX						
MIN	-30080	-2627,99	-2818,49	-2854,54	-15455,25	-60681,42
MAX	9142,37	2627,99	3662,84	2854,54	11613,08	87919,08
DL+SDL+EY						
MIN	-29944	-4379,99	-2987,36	-4757,56	-15279,64	-101135,69
MAX	8935,28	4379,99	3493,97	4757,56	11344,05	146531,81

7.4 Staging Analysis

Metode pelaksanaan/*staging analysis* konstruksi jembatan *multi-span cable stayed* ini menggunakan metode *balanced cantilever*. Lantai kendaraan/*deck* dirangkai dengan panjang pengangkatan per segmen sepanjang 8 m (menyesuaikan dengan kemampuan *form traveler* yang digunakan). Kemudian pelaksanaan pemasangan segmen –segmen *deck* menggunakan *form traveler* tipe *overhead*. Untuk mempermudah dalam analisisnya, permodelan tidak dibuat *multi-span* karena metode pelaksanaan dan jembatan adalah tipikal.



Gambar 7.24 Segmental *deck* untuk *staging analysis* pada program bantu MIDAS

Tahapan pelaksanaannya dapat dilihat sebagai berikut :

1. Pembangunan jembatan dimulai dari struktur *pylon*.



2. Tahap berikutnya pemasangan MG1 (*Main Girder 1*) dan LK1 (*Lantai Kendaraan 1*) menggunakan *crane* kemudian ditempatkan di atas perancah sementara.



3. Pemasangan kabel S1 dan M1.



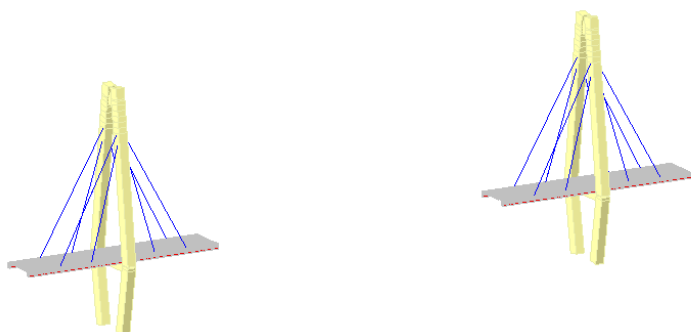
4. Pemasangan MG2 dan LK2, dilanjutkan pengecoran pelat beton pada LK1



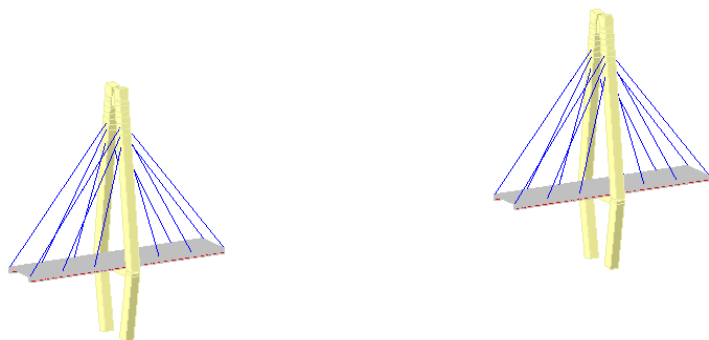
5. Pemasangan kabel S2 dan M2



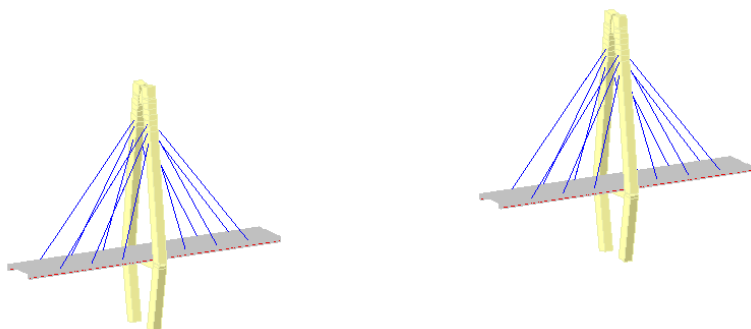
6. Pemasangan MG3 dan LK3, dilanjutkan pengecoran pelat beton pada LK2.



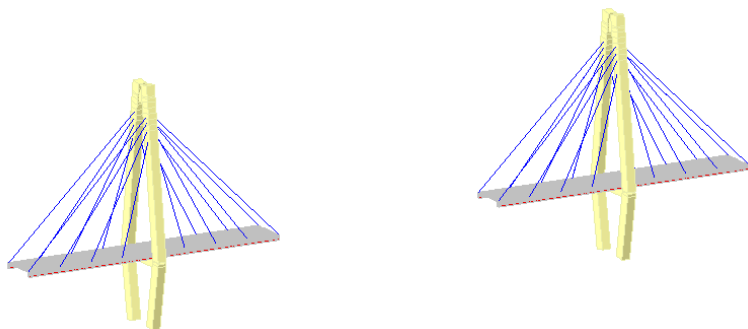
7. Pemasangan kabel S3 dan M3



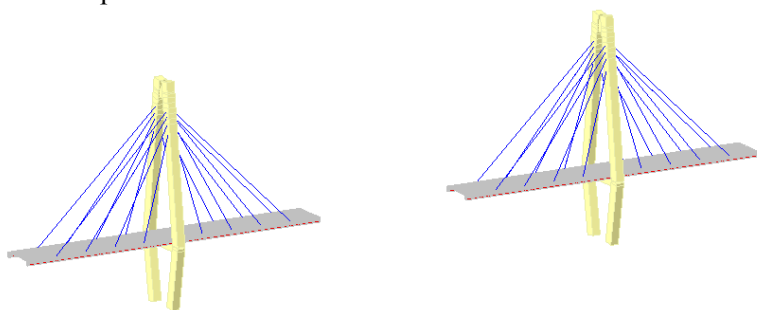
8. Pemasangan MG4 dan LK4, dilanjutkan pengecoran pelat beton pada LK3.



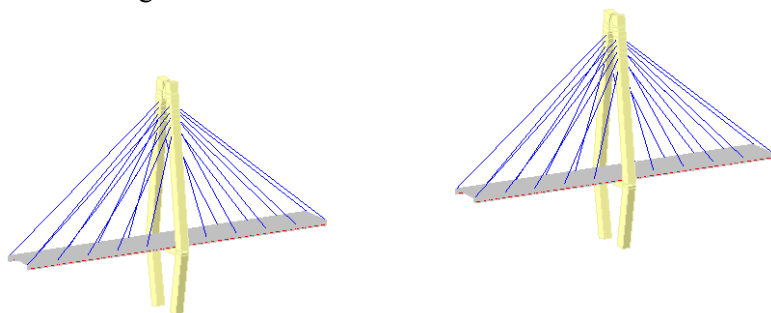
9. Pemasangan kabel S4 dan M4



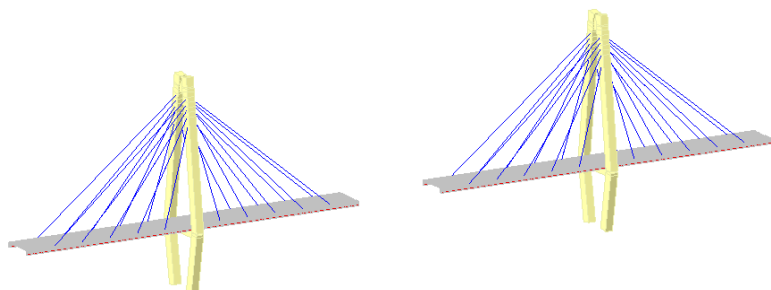
10. Pemasangan MG5 dan LK5, dilanjutkan pengecoran pelat beton pada LK4.



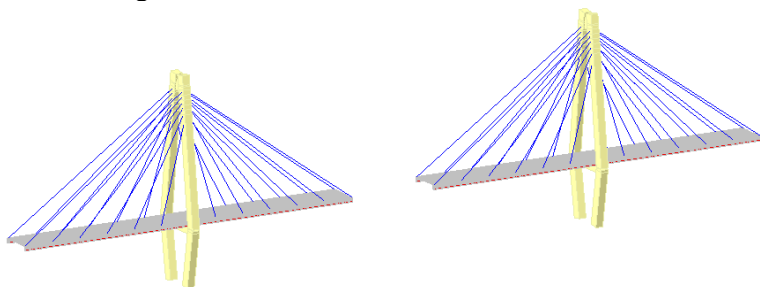
11. Pemasangan kabel S5 dan M5



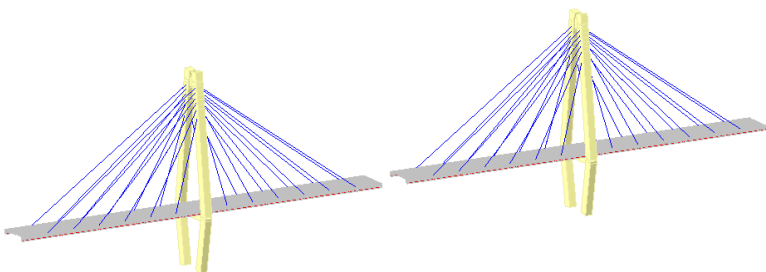
12. Pemasangan MG6 dan LK6, dilanjutkan pengecoran pelat beton pada LK5.



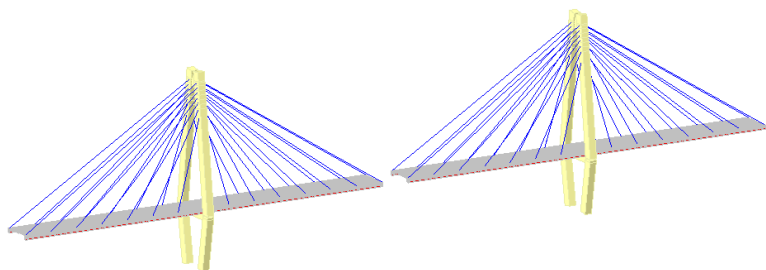
13. Pemasangan kabel S6 dan M6



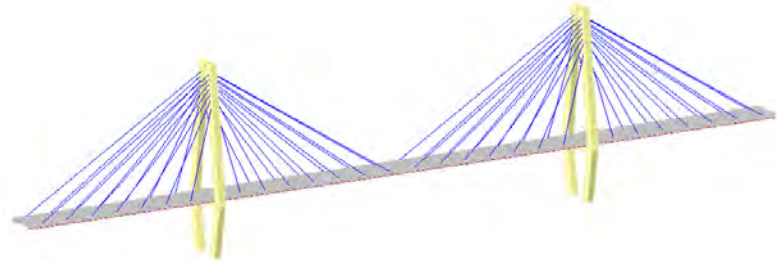
14. Pemasangan MG7 dan LK7, dilanjutkan pengecoran pelat beton pada LK6



15. Pemasangan kabel S7 dan M7



16. Pemasangan Closure, dilanjutkan pengecoran pelat beton pada LK7.

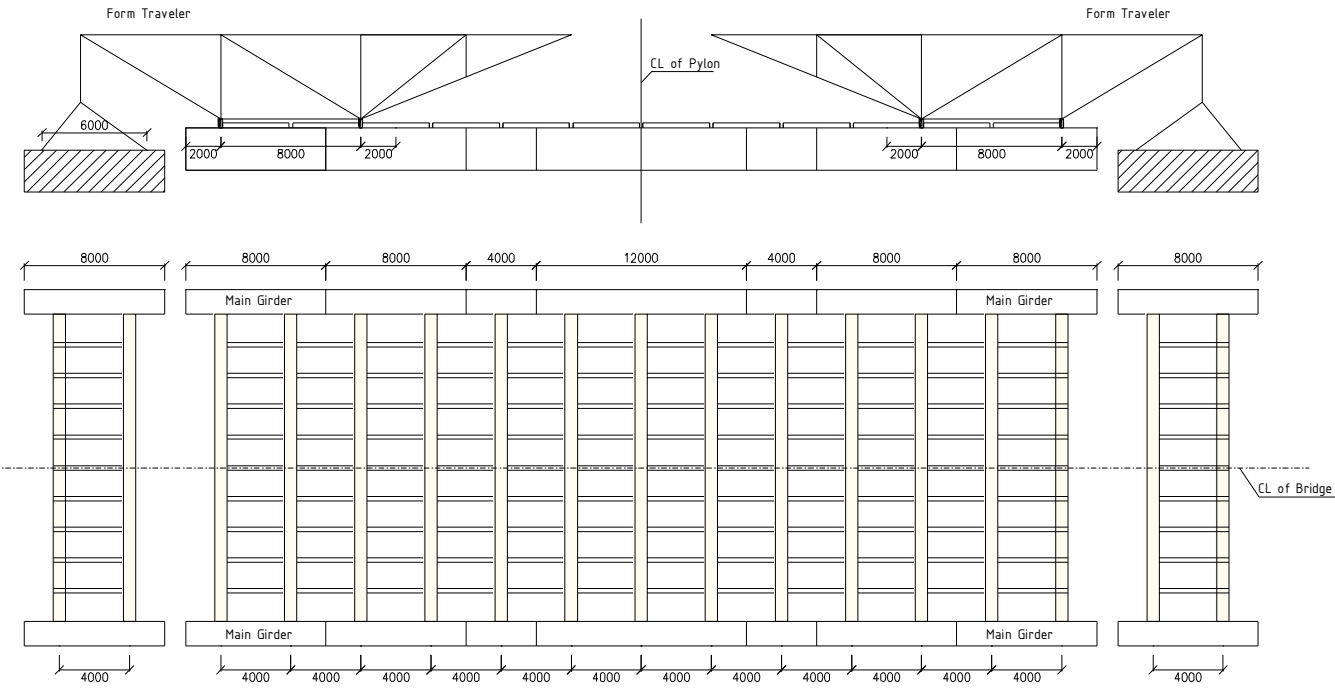


17. Selanjutnya dilakukan pekerjaan pengecoran *closure* dan pekerjaan infrastruktur pelengkap jembatan.

7.4.1 Backward Solution

Metode analisis struktur dibuat dengan metode *demolishing procedure* melalui *backward solution* yang sudah tersedia dalam program MIDAS CIVIL V2011. Dimulai dari keadaan final jembatan, kemudian dilanjutkan dengan melepas bagian per bagian hingga sampai keadaan awal.

Berikut adalah gambar pembagian segmental pengangkatan oleh *form traveler* yang telah disesuaikan dengan kemampuan dari *form traveler* itu sendiri:



Gambar 7.25 Segmental pengangkatan *deck* (satuan dalam mm)

7.4.2 Pembebanan

1. Beban *form traveler*

Pada pelaksanaan jembatan ini digunakan *form traveler* tipe *overhead*. *Form traveler* membebani struktur pada saat pelaksanaan.



Gambar 7.26 Contoh *form traveler* tipe *overhead*

Form traveler yang digunakan mengikuti spesifikasi milik Handan China Railway Bridge Machinery Co. Ltd., dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tabel 7.11 *FT-S Series Form-Traveler (Overhead Model) Main Specification*

Item	Description		Spesification
1	Model		FT-S
2	Capacity		100t ~ 180t
3	Segmen Length		3.5m ~ 8.0m
4	Deck Width		5m ~ 35m
5	Bridge Curvature Radius		100m-unlimited
6	Bridge Type		Balance Cantilever Box Girder or Cable Stay
7	Launching Mechanism		Hydraulic
8	Formwork Material		Metal Sheet or Plywood Sheet
9	Shape of Bridge Section		Any Shape
10	Production Cycle Time		5 days – 7 days depend on site condition, concreting capacity, concrete design, pier height, reinforcement fabrication method etc.
11	Max. Bridge Slope	Longitudinal	7 %
		Transverse	5 %

Beban *form traveler* (FT)

$$P_{FT} = 1000 \text{ kN}$$

2. Beban *deck* jembatan

Berdasarkan spesifikasi FT yang digunakan, maka direncanakan segmen yang akan diangkat oleh FT adalah per 8 meter panjang dengan lebar *deck* adalah 20,5 m, untuk lebih jelasnya lihat Gambar 7.25.

- Gelagar Utama (*Main Girder*)

$$\begin{aligned}
 w &= A \cdot \text{rapat massa} \cdot \text{bentang} \cdot n \\
 &= 0,4736 \text{ m}^2 \cdot 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot 8 \text{ m} \cdot 2
 \end{aligned}$$

$$= 59484,16 \text{ kg}$$

- Balok Melintang (*Floor Beam*)

$$\begin{aligned} w &= q. \text{ bentang. } n \\ &= 336 \text{ kg/m. } 17,5 \text{ m. } 2 \\ &= 11759,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Balok Memanjang

$$\begin{aligned} w &= q. \text{ bentang. } n \\ &= 80 \text{ kg/m. } 4 \text{ m. } 9 \\ &= 2868,48 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat total segmental *deck*

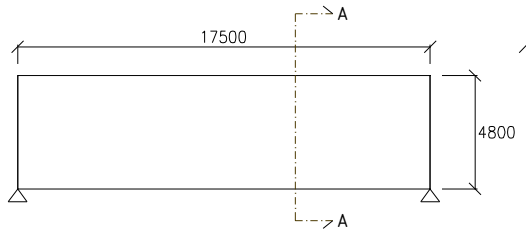
$$\begin{aligned} w_{\text{TOTAL}} &= 59484,16 \text{ kg} + 11759,3 \text{ kg} + 2868,48 \text{ kg} \\ &= 74111,94 \text{ kg} \\ &= 741,119 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada saat pelaksanaan *staging analysis* beban *deck* jembatan akan dipikul oleh *form traveler* yang kemudian akan disalurkan pada jembatan. Untuk konfigurasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 7.11 berikut ini.

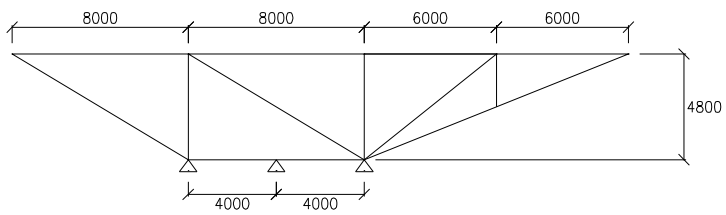
Tabel 7.12 Konfigurasi pembebanan *staging analysis*

Kasus	Konfigurasi Beban
1	DL + <i>Form Traveler</i>

Berikut merupakan spesifikasi *form traveler* yang akan digunakan dalam *staging analysis* dapat dilihat pada Gambar 7.27. sedangkan contoh *form traveler* dapat dilihat pada Gambar 7.28.



(a)



(b)

Gambar 7.27 (a) tampak depan *form traveler*; (b) detail potongan A-A (dalam mm)

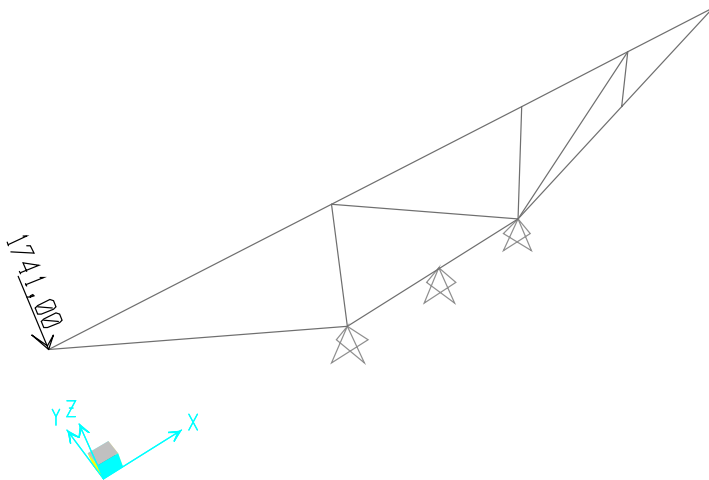


Gambar 7.28 Contoh *form traveler* yang dipakai

Dari perhitungan pembebanan didapatkan :

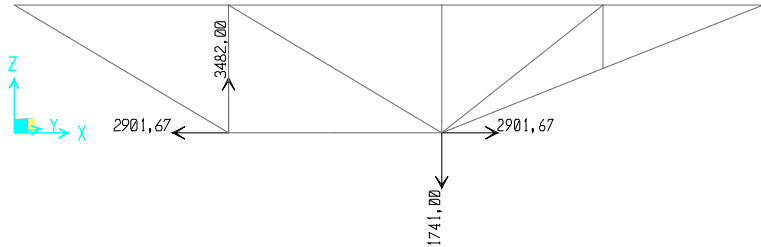
1. *Form traveler* = 1000 kN
2. Segmen *deck* = 741 kN
3. Beban total = 1741kN

Sebelum beban *staging analysis* diinputkan pada program MIDAS CIVIL V2011, terlebih dahulu dilakukan analisa distribusi beban dari *form traveler* ke gelagar utama. Dalam analisa ini digunakan program bantu SAP 2000 V14 karena dirasa lebih mudah dan cepat, berikut ilustrasi analisa dapat dilihat pada Gambar 7.29.



Gambar 7.29 Permodelan dan input beban pada *form traveler*

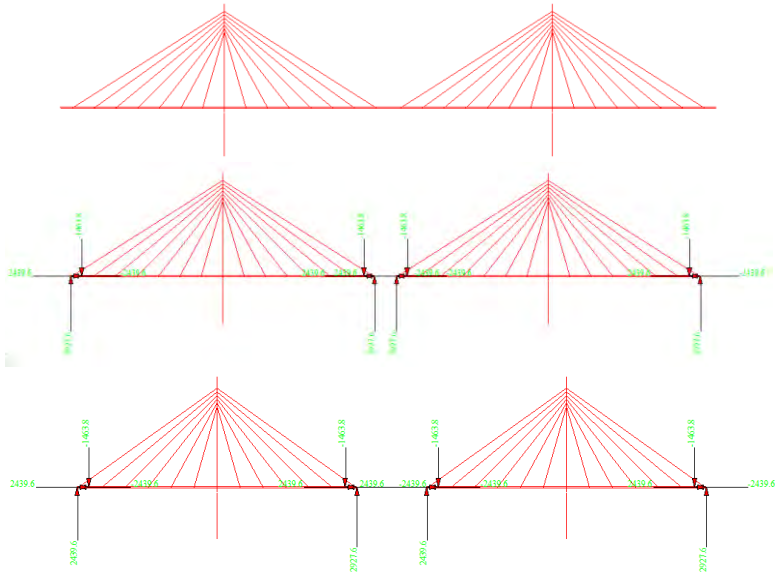
Dalam permodelan dan input beban pada *form traveler* ini, berat sendiri profil baja *form traveler* diabaikan, sehingga beban yang dianalisa hanya sebesar 1741 kN dari perhitungan sebelumnya, yang meliputi berat sendiri *form traveler* dan berat *deck* per segmen pengangkatan (dengan panjang segmen 8 m).. Dari analisa menggunakan SAP 2000 V14 didapatkan hasil analisa untuk reaksi dari *form traveler* akibat beban rencana. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.30.

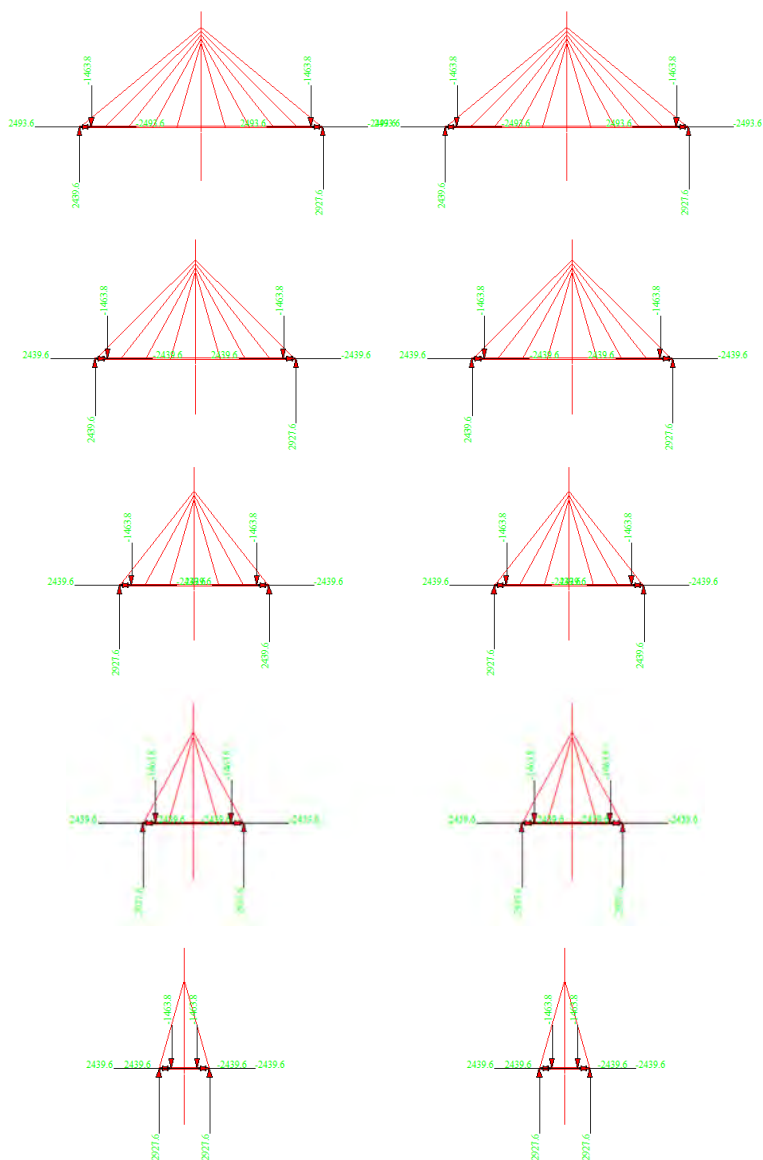


Gambar 7.30 Reaksi perletakan *form traveler*

7.4.3 Hasil Analisa

Dalam menganalisa metode pelaksanaa dengan program bantu MIDAS CIVIL, dibuat 8 *Construction Stages* dan tetap menggunakan *fishbone model*. Beban-bekan yang bekerja adalah beban sendiri jembatan, dan reaksi perletakan dari *form traveler*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.31 berikut ini :





Gambar 7.31 Constuction Stages (Backward Solution)

Berikut adalah hasil *staging analysis* yang direncanakan dengan metode *demolishing procedure* melalui *backward solution* :

Tabel 7.13 Konfigurasi pembebanan *staging analysis*

Load	Stage	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
Summation	CS0	-8393	0	-3316,35	0	-67846,52	0,00
Summation	CS1	-8403	0	-3316,35	0	-67846,52	0,00
Summation	CS2	-8589	0	-3969,95	0	-89674,19	0,00
Summation	CS3	-10484	0	-2802,32	0	-39855,19	0,00
Summation	CS4	-9420	0	-2880,16	0	-34873,29	0,00
Summation	CS5	-9523	0	-3113,69	0	-39855,19	0,00
Summation	CS6	-11098	0	-3736,42	0	-89674,19	0,00
Summation	CS7	-7904	0	-2490,95	0	-39855,19	0,00
Summation	CS8	-6905	0	-1245,47	0	-9963,80	0,00

Dari tabel diatas dapat dilihat bahwa gaya-gaya dalam akibat *staging analysis* tidak menentukan, karena gaya-gaya dalam yang terjadi lebih kecil dari gaya-gaya dalam akibat beban saat layan.

7.5 Analisa Gelagar Utama

Desain gelagar utama jembatan *multi-span cable-stayed* ini menggunakan *twin rectangular box girder* dengan dimensi 2100.1500.60.60 dengan rusuk pada sisi atas, bawah, kiri dan kanan seperti pada gambar 7.32.

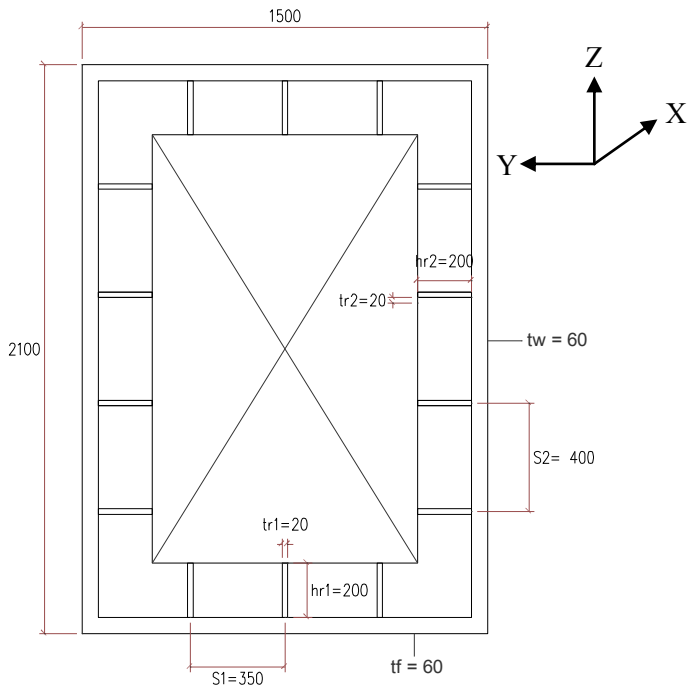
Data perencanaan sebagai berikut :

$$H = 2100 \text{ mm} \quad S_1 = 400 \text{ mm}$$

$$B = 1500 \text{ mm} \quad S_2 = 350 \text{ mm}$$

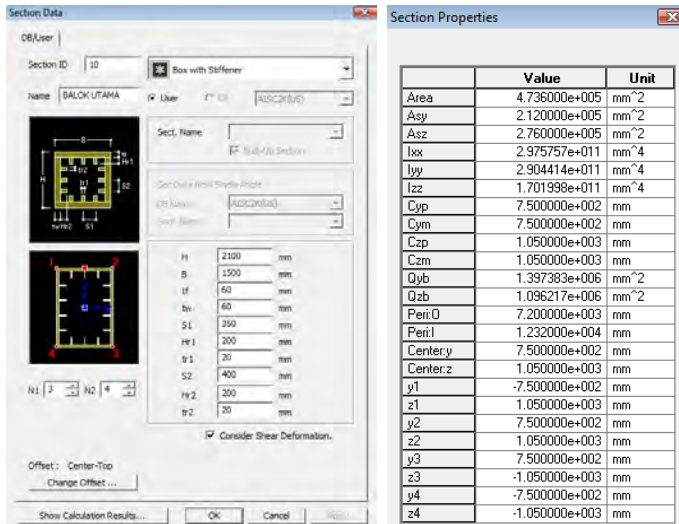
$$t_f = 60 \text{ mm} \quad t_r = 20 \text{ mm}$$

$$t_w = 60 \text{ mm} \quad h_r = 200 \text{ mm}$$



Gambar 7.32 Detail gelagar utama (satuan mm)

Berikut adalah *section data* dan *calculation result* dengan menggunakan program MIDAS CIVIL dapat dilihat pada Gambar 7.33.



Gambar 7.33 Analisa section data dan *section properties*

Didapatkan :

$$\begin{aligned}
 A_g &= 0,4736 \text{ m}^2 \\
 I_{xx} &= 0,2975757 \text{ m}^4 \\
 I_{yy} &= 0,2904414 \text{ m}^4 \\
 I_{zz} &= 0,1701998 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Dalam perhitungan gelagar utama ini, *local axis* untuk perhitungan disepakati mengikuti *local axis* yang ada di MIDAS CIVIL. Dimana arah *X* merupakan torsi, sedangkan arah *Y* dan *Z* merupakan lentur.

7.5.1 Hasil Analisa Struktur

Analisa gelagar utama dilakukan menggunakan program bantu MIDAS CIVIL. Dengan gaya-gaya dalam diambil terbesar dari analisa statik, dinamik dan *staging analysis* sebagai berikut :

Tabel 7.14 Gaya dalam hasil analisa menggunakan *fishbone model*

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
Max	32.444,55	4.379,99	14.391,29	4.757,56	40.722,75	146.531,81
Min	-68.318,98	-4.379,99	-10.383,42	-4.757,56	-67.718,44	-101.135,69

Karena hasil diatas merupakan hasil analisa *fishbone model*, dimana elemen gelagar utama digabung menjadi satu elemen, maka hasil-hasil di atas dibagi dua seperti pada tabel berikut ini :

Tabel 7.15 Gaya dalam untuk satu gelagar utama

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
Max	16.222,28	2.190,00	7.195,65	2.378,78	20.361,38	73.265,91
Min	-34.159,49	-2.190,00	-5.191,71	-2.378,78	-33.859,22	-50.567,85

7.5.2 Kontrol Kemampuan Penampang

a. Analisa Kuat Aksial

Analisa Batang Tarik (SNI 1729-2015 D)

$$\begin{aligned}
 P_n &= A_g \cdot f_y \\
 &= 4736 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 236800000 \text{ N} \\
 &= 236800 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat $P_u < \phi P_n$

$$\begin{aligned}
 P_u &= 17062,055 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0,9 \cdot 236800 \text{ kN} \\
 &= 213120 \text{ kN} > N_u = 16222,275 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Analisa Batang Tekan (SNI 1729-2015 E)

Analisa kelangsingan

Sumbu Z

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 114$$

$$h/t_w = \frac{1980}{60} = 33$$

$$h/t_w < \lambda_r, \text{ maka elemen non-langsing}$$

$$r_z = 599,4786 \text{ mm (SAP2000)}$$

$$\lambda_z = \frac{K_z \cdot L_z}{r_z}$$

$$L_z = 16000 \text{ mm (jarak antar kabel)}$$

$$\lambda_z = \frac{1 \cdot 16000}{599,4786} = 26,69$$

Sumbu Y

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28$$

$$b/t_f = \frac{1980}{60} = 33$$

$$b/t_f < \lambda_r, \text{ maka elemen non-langsing}$$

$$r_y = 783,111$$

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y}$$

$$L_y = 4000 \text{ (jarak antar gelagar melintang)}$$

$$\lambda_y = \frac{1 \cdot 4000}{783,111} = 5,108$$

$$\text{Digunakan } \lambda = \frac{K \cdot L}{r} \text{ terbesar adalah } \lambda_z = 26,69$$

Tegangan kritis, F_{cr} ditentukan sebagai berikut :

$$\lambda = \frac{K.L}{r} = 26,69 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 94,2$$

Maka nilai F_{cr} :

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K.L}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(26,69)^2} = 2768 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{500}{2768} \right] 500 = 463,6 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,9 \cdot 463,6 \cdot 47360 = 197602122 \text{ N} \\ &= 197602,122 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \phi P_n > P_u \\ &= 197602,122 \text{ kN} > 34159,49 \text{ kN} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

b. Analisa Kuat Geser (SNI 1729-2015 G)

Kontrol Geser Arah Y

$$V_{uy} = 2190 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_f &= 2 \cdot t_f \cdot B_f \\ &= 2 \cdot 60 \cdot 1500 \\ &= 180000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$b/t_f = 1380/60 = 23$$

$$\begin{aligned} k_v &= 5 + \frac{5}{(a/b)^2} \\ &= 5 + \frac{5}{(350/1380)^2} = 82,37 \end{aligned}$$

$a = S_1 = \text{jarak bersih antara pengaku} = 350 \text{ mm}$

$$1,10\sqrt{k_v E / F_y} = 1,10\sqrt{82,37.200000 / 500} = 200$$

$$1,10\sqrt{k_v E / F_y} > b/t_f, \text{ maka } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_f \cdot C_v \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 180000 \text{ mm}^2 \cdot 1 \\ &= 48600 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_n = 48600 \text{ kN} > V_{uy} = 2189 \text{ kN} \text{ ..OK}$$

Kontrol Geser Arah Z

$$V_{uz} = 7195,645 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}A_w &= 2 \cdot t_w \cdot H \\ &= 2 \cdot 60 \cdot 1980 \\ &= 237600 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$h/t_w = 1980/60 = 33$$

$$\begin{aligned}k_v &= 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ &= 5 + \frac{5}{(400/1980)^2} = 127,5\end{aligned}$$

$a = S_2 = \text{jarak bersih antara pengaku} = 400 \text{ mm}$

$$1,10\sqrt{k_v E / F_y} = 1,10\sqrt{127,5.200000 / 500} = 248$$

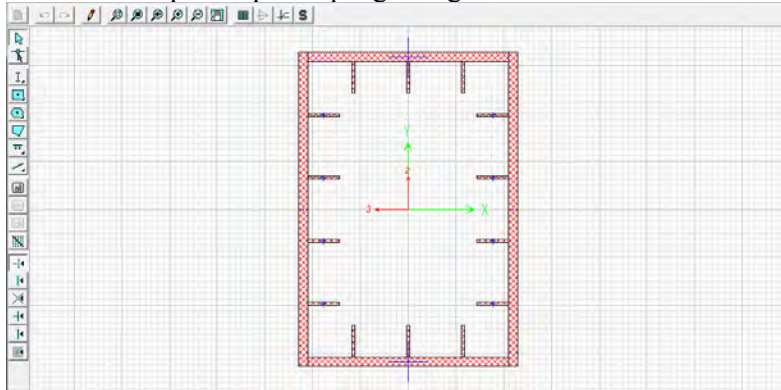
$$1,10\sqrt{k_v E / F_y} > h/t_w, \text{ maka } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_f \cdot C_v \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 237600 \text{ mm}^2 \cdot 1 = 64152000 \text{ N} \\ &= 64152 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_n = 64152 \text{ kN} > V_{uz} = 7195,645 \text{ kN} \text{ ..OK}$$

c. Analisa Kuat Lentur (SNI 1729-2015 F7)

Dengan menggunakan program bantu SAP2000 didapatkan nilai modulus plastis penampang sebagai berikut



Gambar 7.34 Penampang Box

Dari analisa SAP2000 dapat dilihat bahwa ausmsi *local axis* harus disamakan, dimana arah X pada SAP2000 adalah arah Y pada MIDAS CIVIL, dan arah Y pada SAP2000 adalah arah Z pada MIDAS CIVIL, maka didapat nilai sebagai berikut :

$$Z_x = Z_y = 335272 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = Z_z = 263092 \text{ cm}^3$$

Kontrol Tekuk Lokal(SNI 1729-2015 Tabel B4.1)

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b}{2t_f} \\ &= \frac{1380}{2.60} \\ &= 12,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{2t_w} \\ &= \frac{1980}{2.60} \\ &= 16,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_p &= 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & \lambda_p &= 2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 1,12 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{500}} & &= 2,42 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{500}} \\
 &= 22,4 & &= 48,4
 \end{aligned}$$

$$\lambda < \lambda_p \dots (\text{OK})$$

$$\lambda < \lambda_p \dots (\text{OK})$$

Maka gelagar box termasuk penampang kompak. Maka berdasarkan SNI 1729-2015 F7.1 nilai $M_n = Z_y \cdot F_y$

Momen Arah Z

$$\begin{aligned}
 M_{uz} &= 73265,91 \text{ kNm} \\
 M_{nz} &= M_{pz} \\
 &= Z_y \cdot F_y \\
 &= 263092000 \cdot 500 \\
 &= 1,3155 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \\
 &= 131546 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nz} &= 0,9 \cdot 131546 \text{ kNm} \\
 &= 118391,4 \text{ kNm} > M_{uz} = 73265,91 \text{ kNm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Momen Arah Y

$$\begin{aligned}
 M_{uy} &= 33859,22 \text{ kNm} \\
 M_{ny} &= M_{py} \\
 &= Z_y \cdot F_y \\
 &= 335372000 \cdot 500 \\
 &= 1,6769 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \\
 &= 167686 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{ny} &= 0,9 \cdot 167686 \text{ kNm} \\
 &= 150917,4 \text{ kNm} > M_{uz} = 33859,22 \text{ kNm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

d. Kombinasi Akibat Lentur + Aksial (SNI 1729-2015 H1)

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{34159,49}{197602,12} = 0,17 \leq 0,2. \text{ Maka digunakan rumus 2}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} P_r &= P_u \\ P_c &= \phi P_n \\ M_{rz} &= M_{uz} = 73.265,91 \text{ kNm} \\ M_{cz} &= \phi M_{nz} = 118.391,40 \text{ kNm} \\ M_{ry} &= M_{uy} = 33.859,22 \text{ kNm} \\ M_{cy} &= \phi M_{ny} = 150.917,40 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rumus 2 :

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rz}}{M_{cz}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$0,93 \leq 1,0$$

e. Analisa Kuat Torsi (SNI 1729-2015 H3)

Kontrol kemampuan torsi untuk penampang persegi berongga.

$$\begin{aligned} T_u &= 2378,78 \text{ kNm} \\ h/t &= 1980/60 \\ &= 33 \end{aligned}$$

$$2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{500}} = 49 > h/t = 33, \text{ Maka niali } F_{cr} \text{ dicari}$$

dengan persamaan berikut :

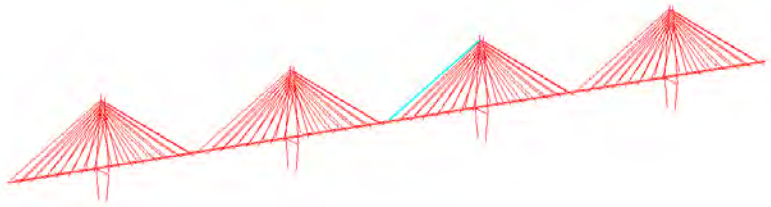
$$\begin{aligned} F_{cr} &= 0,6 \cdot F_y \\ &= 0,6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk penampang persegi berongga konstanta nilai torsi, C , dapat secara konservatif diambil sebagai berikut :

$$\begin{aligned} C &= 2(B-t)(H-t)t - 4,5(4-\pi t)^3 \\ &= 2(1500-60)(2100-60)60 - 4,5(4-\pi \cdot 60)^3 \\ &= 380727988 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_c &= 0,9 \cdot F_{cr} \cdot C \\ &= 102796,557 \text{ kNmm} > T_u = 2378,78 \text{ kNm} . \text{ OK} \end{aligned}$$

7.5.3 Analisa Jika Satu Kabel Putus



Gambar 7.35 Asumsi 1 kabel putus

Pada kasus ini diasumsikan satu kabel putus, dan berikut hasil nilai gaya dalam dari analisa struktur setelah satu kabel putus dengan pembebanan dan kombinasi yang sama pada analisa sebelumnya. Didapatkan gaya-gaya dalam terbesar akibat beban statis dan beban gempa.

Tabel 7.16 Gaya dalam hasil analisa menggunakan *fishbone model* ketika satu kabel putus

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
Max	31.870,28	11.837,36	14.673,40	20.321,70	40.068,38	152.443,71
Min	-69.613,40	-6.286,99	-10.152,23	-8.684,11	-69.096,49	-121.626,23

Karena hasil diatas merupakan hasil analisa *fishbone model*, maka hasil-hasil di atas dibagi dua seperti pada tabel berikut ini :

Tabel 7.17 Gaya dalam untuk satu gelagar utama ketika satu kabel putus

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
Max	15.935,14	5.918,68	7.336,70	10.160,85	20.034,19	76.221,86
Min	-34.806,70	-3.143,50	-5.076,12	-4.342,06	-34.548,25	-60.813,12

a. Analisa Kuat Aksial

Analisa Batang Tarik (SNI 1729-2015 D)

$$\begin{aligned}
 P_n &= A_g \cdot f_y \\
 &= 4736 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 236800000 \text{ N} \\
 &= 236800 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat $P_u < \phi P_n$

$$\begin{aligned}
 P_u &= 17062,055 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0,9 \cdot 236800 \text{ kN} \\
 &= 213120 \text{ kN} \dots (\text{OK}) > N_u = 15935,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Analisa Batang Tekan (SNI 1729-2015 E)

Analisa kelangsingan

Sumbu Z

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 114$$

$$h/t_w = \frac{1980}{60} = 33$$

$h/t_w < \lambda_r$, maka elemen non-langsing

$$r_z = 599,4786 \text{ mm (SAP2000)}$$

$$\lambda_z = \frac{K_z \cdot L_z}{r_z}$$

$$L_z = 16000 \text{ mm (jarak antar kabel)}$$

$$\begin{aligned}\lambda_z &= \frac{1.16000}{599,4786} \\ &= 26,69\end{aligned}$$

Sumbu Y

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28$$

$$b/t_f = \frac{1980}{60} = 33$$

$b/t_f < \lambda_r$, maka elemen non-langsing

$$r_y = 783,111$$

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y}$$

$$L_y = 4000 \text{ (jarak antar gelagar melintang)}$$

$$\begin{aligned}\lambda_y &= \frac{1.4000}{783,111} \\ &= 5,108\end{aligned}$$

Digunakan $\lambda = \frac{K \cdot L}{r}$ terbesar adalah $\lambda_z = 26,69$

Tegangan kritis, F_{cr} ditentukan sebagai berikut :

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} = 26,69 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 94,2$$

Maka nilai F_{cr} :

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K.L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(26,69)^2} = 2768 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{500}{2768}} \right] 500 = 463,6 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,9 \cdot 463,6 \cdot 47360 = 197602122 \text{ N} \\ &= 197602,122 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \phi P_n > P_u \\ &= 197602,122 \text{ kN} > 34806,70 \text{ kN} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

b. Analisa Kuat Geser (SNI 1729-2015 G)

Kontrol Geser Arah Y

$$V_{uy} = 5918,68 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_f &= 2 \cdot t_f \cdot B_f \\ &= 2 \cdot 60 \cdot 1500 \\ &= 180000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$b/t_f = 1380/60 = 23$$

$$\begin{aligned} k_v &= 5 + \frac{5}{(a/b)^2} \\ &= 5 + \frac{5}{(350/1380)^2} = 82,37 \end{aligned}$$

$$a = S_1 = \text{jarak bersih antara pengaku} = 350 \text{ mm}$$

$$1,10\sqrt{k_v E / F_y} = 1,10\sqrt{82,37 \cdot 200000 / 500} = 200$$

$$1,10\sqrt{k_v E / F_y} > b/t_f, \text{ maka } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_f \cdot C_v \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 180000 \text{ mm}^2 \cdot 1 \end{aligned}$$

$$= 48600 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 48600 \text{ kN} > V_{uy} = 5918,68 \text{ kN} \text{ ..OK}$$

Kontrol Geser Arah Z

$$V_{uz} = 7336,7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_w &= 2 \cdot t_w \cdot H \\ &= 2 \cdot 60 \cdot 1980 \\ &= 237600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$h/t_w = 1980/60 = 33$$

$$\begin{aligned} k_v &= 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ &= 5 + \frac{5}{(400/1980)^2} = 127,5 \end{aligned}$$

$a = S_2$ = jarak bersih antara pengaku = 400 mm

$$1,10\sqrt{k_v E / F_y} = 1,10\sqrt{127,5 \cdot 200000 / 500} = 248$$

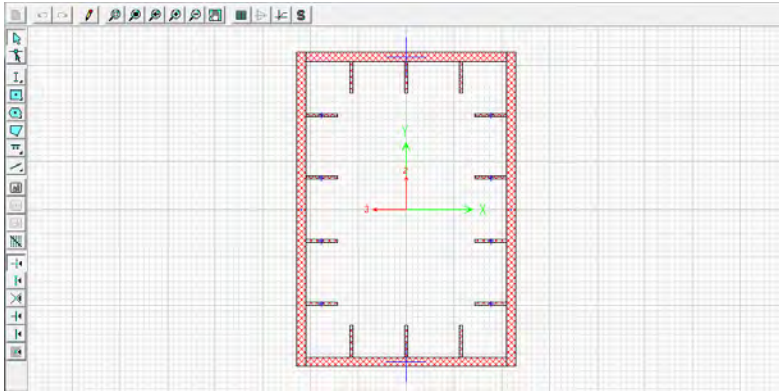
$$1,10\sqrt{k_v E / F_y} > h/t_w, \text{ maka } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_f \cdot C_v \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 237600 \text{ mm}^2 \cdot 1 = 64152000 \text{ N} \\ &= 64152 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 64152 \text{ kN} > V_{uz} = 7336,7 \text{ kN} \text{ ..OK}$$

c. Analisa Kuat Lentur (SNI 1729-2015 F7)

Dengan menggunakan program bantu SAP2000 didapatkan nilai modulus plastis penampang sebagai berikut



Gambar 7.36 Penampang *Box*

Dari analisa SAP2000 dapat dilihat bahwa ausmsi *local axis* harus disamakan, dimana arah X pada SAP2000 adalah arah Y pada MIDAS CIVIL, dan arah Y pada SAP2000 adalah arah Z pada MIDAS CIVIL, maka didapat nilai sebagai berikut :

$$Z_x = Z_y = 335272 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = Z_z = 263092 \text{ cm}^3$$

***Kontrol Tekuk Lokal*(SNI 1729-2015 Tabel B4.1)**

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{b}{2t_f} \\ &= \frac{1380}{2.60} \\ &= 12,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h}{2t_w} \\ &= \frac{1980}{2.60} \\ &= 16,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,12 \sqrt{\frac{2.10^6}{500}} \\ &= 22,4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 2,42 \sqrt{\frac{2.10^6}{500}} \\ &= 48,4\end{aligned}$$

$$\lambda < \lambda_p \dots (\text{OK})$$

$$\lambda < \lambda_p \dots (\text{OK})$$

Maka gelagar box termasuk penampang kompak. Maka berdasarkan SNI 1729-2015 F7.1 nilai $M_n = Z_y \cdot F_y$

Momen Arah Z

$$M_{uz} = 76221,86 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{nz} &= M_{pz} \\ &= Z_z \cdot F_y \\ &= 263092000 \cdot 500 \\ &= 1,3155 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \\ &= 131546 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_{nz} &= 0,9 \cdot 131546 \text{ kNm} \\ &= 118391,4 \text{ kNm} > M_{uz} = 76221,86 \text{ kNm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Momen Arah Y

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 34548,25 \text{ kNm} \\ M_{ny} &= M_{py} \\ &= Z_y \cdot F_y \\ &= 335372000 \cdot 500 \\ &= 1,6769 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \\ &= 167686 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_{ny} &= 0,9 \cdot 167686 \text{ kNm} \\ &= 150917,4 \text{ kNm} > M_{uz} = 34548,25 \text{ kNm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

d. Kombinasi Akibat Lentur + Aksial (SNI 1729-2015 H1)

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{34806,70}{197602,12} = 0,18 \leq 0,2. \text{ Maka digunakan rumus 2}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} P_r &= P_u \\ P_c &= \phi P_n \\ M_{rz} &= M_{uz} = 76221,86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cz} &= \phi M_{nz} = 118.391,40 \text{ kNm} \\
 M_{ry} &= M_{uy} = 34548,25 \text{ kNm} \\
 M_{cy} &= \phi M_{ny} = 150.917,40 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rumus 2 :

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rz}}{M_{cz}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$0,961 \leq 1,0$$

e. Analisa Kuat Torsi (SNI 1729-2015 H3)

Kontrol kemampuan torsi untuk penampang persegi berongga.

$$\begin{aligned}
 T_u &= 10160,85 \text{ kNm} \\
 h/t &= 1980/60 \\
 &= 33
 \end{aligned}$$

$$2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{500}} = 49 > h/t = 33, \text{ Maka nilai } F_{cr} \text{ dicari}$$

dengan persamaan berikut :

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= 0,6 \cdot F_y \\
 &= 0,6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Untuk penampang persegi berongga konstanta nilai torsi, C, dapat secara konservatif diambil sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 C &= 2(B-t)(H-t)t - 4,5(4-\pi t)^3 \\
 &= 2(1500-60)(2100-60)60 - 4,5(4-\pi \cdot 60)^3 \\
 &= 380727988 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_c &= 0,9 \cdot F_{cr} \cdot C \\
 &= 0,9 \cdot 300 \cdot 380727988 \\
 &= 1,028 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \\
 &= 102796,557 \text{ kNm} > T_u = 10160,85 \text{ kNm} . \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Dari kelima kontrol analisa yang meliputi :

1. Analisa kuat aksial tarik dan tekan
2. Analisa kuat geser arah Y dan Z
3. Analisa kuat lentur arah Y dan Z
4. Analisa kombinasi lentur dan aksial
5. Analisa kuat torsi

Diketahui bahwa :

1. Dalam keadaan struktur utuh gelagar utama (*box girder*) mampu menahan beban-beban yang terjadi saat beban layan dan beban gempa.
2. Dalam keadaan struktur kabel putus 1 gelagar utama (*box girder*) juga masih mampu menahan beban-beban yang terjadi saat beban layan dan beban gempa. Tetapi, dalam kenyataannya kabel yang putus tetap harus segera diperbaiki.

7.5.4 Sambungan Gelagar Utama (*Box Girder*)

Sambungan gelagar utama berupa sambungan baut dengan pelat baja. Sambungan pada semua elemen gelagar utama dianggap memikul beban yang sama, dengan gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$$P_u = 34159,49 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 2190 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 7195,65 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 33859,22 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 73265,91 \text{ kNm}$$

$$T_u = 2378,78 \text{ kNm}$$

Data perencanaan:

Baut Tipe Tumpu

$$d = \varnothing 35 \text{ mm}$$

$$f_u = 500 \text{ Mpa}$$

$$A_b = 0,25 \cdot \pi \cdot (35 \text{ mm})^2$$

$$= 962,5 \text{ mm}^2$$

$$dp = 35 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm} = 36,5 \text{ mm}$$

Pelat penyambung

$$tp = 30 \text{ mm (2 bidang geser)}$$

$$BJ = 55$$

$$fu = 550 \text{ Mpa}$$

$$fy = 500 \text{ Mpa}$$

1. Kuat nominal satu (1) baut

a. Kuat geser (Vd)

$$r_1 = 0,5 \text{ (tidak ada ulir pada bidang geser)}$$

$$m = 2 \text{ (dua bidang geser)}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 550 \cdot 962,5 \cdot 2 \cdot 10^{-3} \\ &= 397,031 \text{ kN (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu (Rd)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_f \cdot 2,4 d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 35 \cdot 60 \cdot 550 \cdot 10^{-3} \\ &= 2079 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai nilai kuat nominal satu (1) baut

$$\phi V_n = 397,031 \text{ kN}$$

Pelat Sayap

Syarat jarak antar baut

$$3d_b \leq S \leq 15 \cdot tp \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3 (35 \text{ mm}) \leq S \leq 15 (30 \text{ mm})$$

$$105 \text{ mm} \leq S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipakai nilai $S = 105 \text{ mm}$

Syarat jarak baut ke tepi pelat

$$1,5d_b \leq S \leq 4tp + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5(35 \text{ mm}) \leq S \leq 4 \cdot 30 + 100$$

$$52,5 \text{ mm} \leq S \leq 220 \text{ mm}$$

Dipakai nilai $S_1 = 60 \text{ mm}$

Pelat Badan

Syarat jarak antar baut

3db	\leq	S	$\leq 15 \cdot t_p$ atau 200 mm
3 (35 mm)	\leq	S	≤ 15 (30 mm)
105 mm	\leq	S	$\leq 450 \text{ mm}$

Dipakai nilai $S = 110 \text{ mm}$

Syarat jarak baut ke tepi pelat

1,5db	\leq	S	$\leq 4t_p + 100$ atau 200 mm
1,5(35 mm)	\leq	S	$\leq 4 \cdot 30 + 100$
52,5 mm	\leq	S	$\leq 220 \text{ mm}$

Dipakai nilai $S_1 = 60 \text{ mm}$

Kebutuhan baut box

Perhitungan jumlah baut dihitung dengan mempertimbangkan semua gaya-gaya dalam, baik itu gaya geser, aksial, momen dan torsi.

a. Sambungan pada plat sayap

Untuk menghitung jumlah baut pada pelat sayap penampang box, terlebih dahulu dicari gaya-gaya apa saja yang akan ditahan oleh pelat sayap penampang box, seperti berikut ini :

$$V_{uy} = 2190 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{uz}}{B} = \frac{73265,91}{1,5} = 48843,93 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{ul} &= P_u \left(\frac{B}{B+H} \right) = 34159,49 \left(\frac{1,5}{1,5+2,1} \right) \\ &= 14233,1208 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_{ul} = \frac{T_u}{H} \left(\frac{B}{B+H} \right) = \frac{2378,78}{2,1} \left(\frac{1,5}{1,5+2,1} \right)$$

$$= 471,98 \text{ kN}$$

Kemudian dicari resultan gaya nya :

$$\begin{aligned} R_s &= \sqrt{(2190 + 471,98)^2 + (14233,12 + 48843,93)^2} \\ &= 63141,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n \text{ baut} = \frac{R_s}{V_d} = \frac{63141,45}{397,031} = 159 \text{ baut}$$

dipakai = 160 baut untuk plat sayap atas dan bawah

b. Sambungan pada plat badan

Untuk menghitung jumlah baut pada pelat badan penampang box, terlebih dahulu dicari gaya-gaya apa saja yang akan ditahan oleh pelat badan penampang box, seperti berikut ini :

$$V_{uz} = 7195,65 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{uy}}{H} = \frac{33859,22}{2,1} = 16123,43 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{u2} &= P_u \left(\frac{H}{B + H} \right) = 34159,49 \left(\frac{2,1}{1,5 + 2,1} \right) \\ &= 19926,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

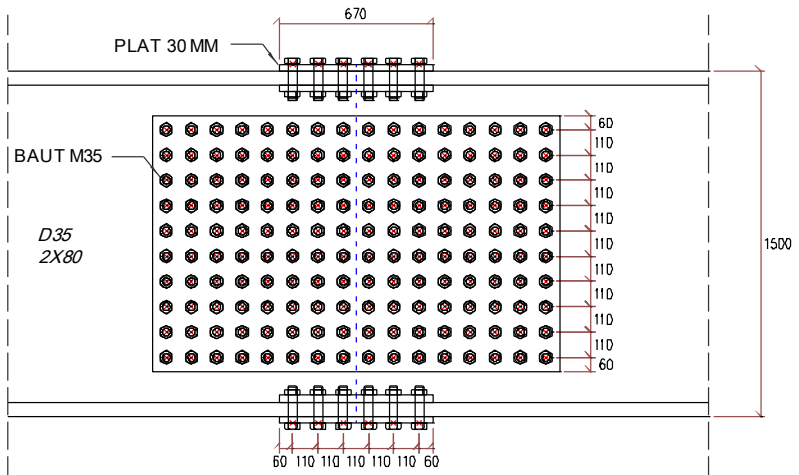
$$T_{u2} = \frac{T_u}{B} \left(\frac{H}{B + H} \right) = \frac{2378,78}{1,5} \left(\frac{2,1}{1,5 + 2,1} \right) = 925,08 \text{ kN}$$

Kemudian dicari resultan gaya nya :

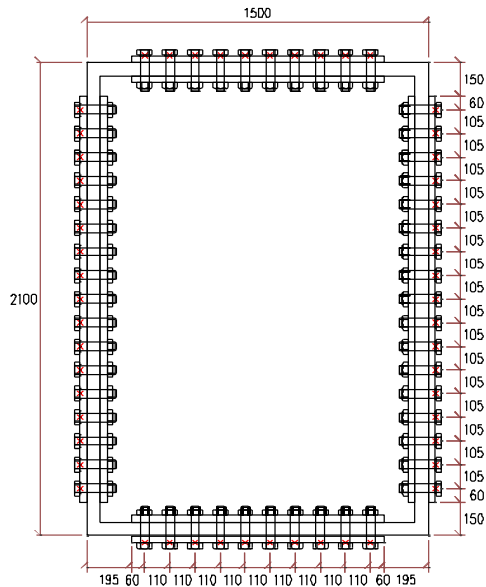
$$\begin{aligned} R_B &= \sqrt{(7195,65 + 925,08)^2 + (16123,43 + 19926,36)^2} \\ &= 36895,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n \text{ baut} = \frac{R_B}{V_d} = \frac{36895,96}{397,031} = 92,93 \text{ baut}$$

dipakai = 102 baut untuk plat badan kiri dan kanan



Gambar 7.38 Sambungan gelagar utama pada sayap (satuan mm)



Gambar 7.39 Tampak melintang sambungan gelagar utama
(satuan mm)

7.5.5 Kontrol Stabilitas Aerodinamis

Kontrol terhadap stabilitas aerodinamis pada jembatan cable stayed perlu dilakukan, karena kegagalan stabilitas aerodinamis merupakan salah satu penyebab terjadinya kegagalan struktur. Analisa stabilitas pada desain ini meliputi *vortex-shedding* (tumpahan pusaran angin) dan *flutter* (efek ayunan).

7.5.6 Frekwensi Alami

Frekwensi alami dihitung menggunakan frekwensi lentur balok (f_B) dan frekwensi alam akibat torsi (f_T) yang didekati menggunakan persamaan berikut ini :

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{maks}} \right)^{1/2}$$

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left(\frac{9,81}{0,4} \right)^{1/2}$$

$$f_B = 0,867 \text{ Hz}$$

$$f_T = \frac{\bar{b}}{2r} f_B$$

$$f_T = \frac{19}{2 \times 8,7} 0,867$$

$$f_T = 0,95 \text{ Hz}$$

Dimana :

f_B = frekwensi alami lentur balok (Hz)

g = percepatan gravitasi (m/s^2) = $9,81 \text{ kg/cm}^2$

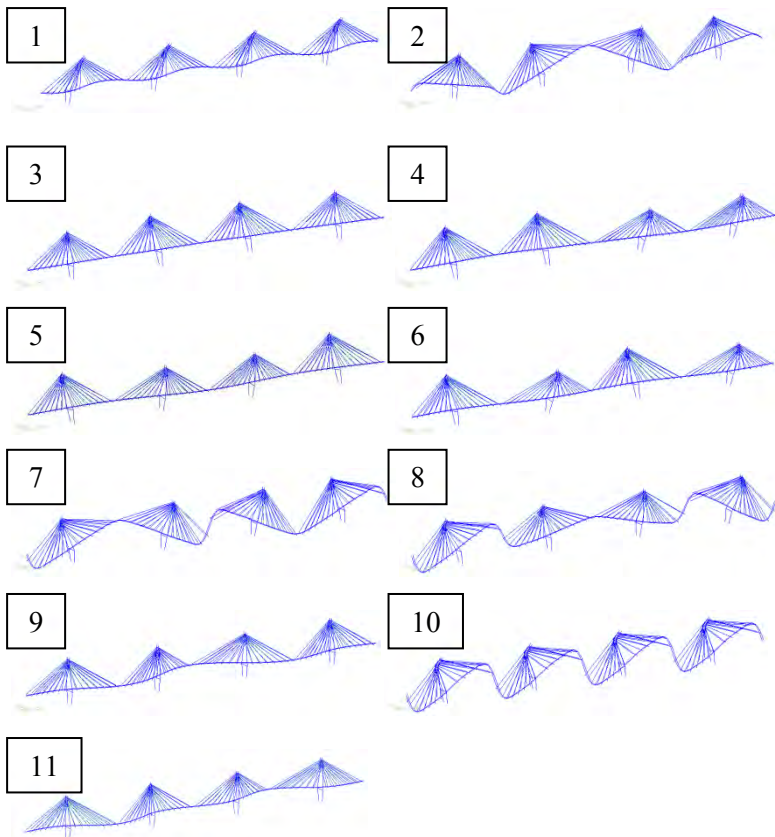
v_{maks} = deformasi statis maksimum akibat berat sendiri (m)
= 0,4 m (dari analisa MIDAS CIVIL)

f_T = frekwensi alami torsi (Hz)

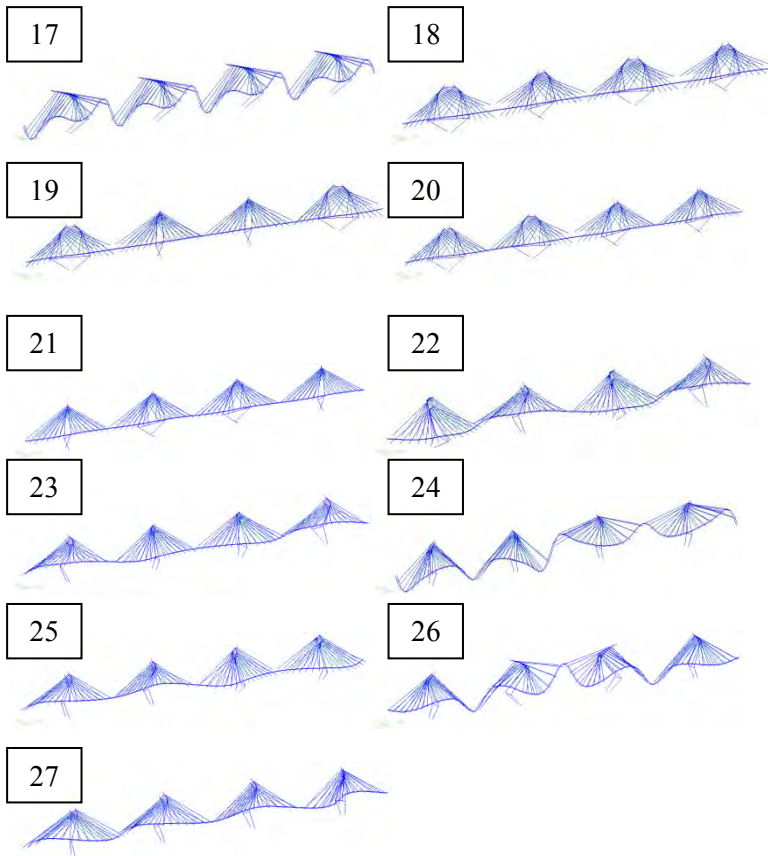
\bar{b} = jarak kabel arah melintang (m) = 19 m

r = jari-jarigirasi penampang lantai kendaraan (m) = 8,7m

Dengan program bantu MIDAS CIVIL nilai frekwensi alami lentur balok (f_B) dan frekwensi alami torsi (f_T) dapat dicari dengan menggunakan *modal* melalui tahapan *mode* pada menu *result – vibration mode shapes*. Berikut adalah nilai frekwensi alami lentur balok (f_B) dan frekwensi alami torsi (f_T) yang didapat dari program bantu MIDAS CIVIL dapat dilihat pada Gambar 7.40 dan Gambar 7.41.



Gambar 7.40 Model – 6 frekwensi lentur (f_B)



Gambar 7.41 Mode 17-22 frekwensi torsi (f_T)

Berikut rekapitulasi nilai frekwensi lentur (f_B) maupun frekwensi torsi (f_T) dari hasil analisa menggunakan program MIDAS CIVIL dapat dilihat pada Tabel 7.18.

Tabel 7.18 nilai f_B dan f_T

Mode No	Ket.	Frequency	Period
		(cycle/sec)	(sec)
1	Lentur	0,110988	9,010013
2	Lentur	0,385919	2,591215
3	Lentur	0,443389	2,255356
4	Lentur	0,445506	2,24464
5	Lentur	0,452034	2,212222
6	Lentur	0,461775	2,165556
7	Lentur	0,655005	1,526705
8	Lentur	0,798365	1,25256
9	Lentur	0,816006	1,225481
10	Lentur	0,941684	1,061928
11	Lentur	1,026613	0,974077
17	Torsi	1,203257	0,831077
18	Torsi	1,499329	0,666965
19	Torsi	1,813287	0,551485
20	Torsi	1,913313	0,522654
21	Torsi	2,039074	0,490419
22	Torsi	2,04743	0,488417
23	Torsi	2,072378	0,482537
24	Torsi	2,145393	0,466115
25	Torsi	2,149517	0,465221
26	Torsi	2,362017	0,423367
27	Torsi	2,413971	0,414255

7.5.7 Efek *vortex-shedding*

Pada kecepatan angin tertentu yang disebut dengan kecepatan kritis, akan terjadi osilasi gaya akibat pusaran angin

atau turbulensi. Untuk memperoleh nilai percepatan kritis tersebut, digunakan persamaan angka *Strouhal* (*S*).

$$S = \frac{f_B \cdot h}{V} \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2 – 7.11})$$

Dimana :

S = angka *Strouhal*

f_B = frekwensi alami lentur balok

h = tinggi lantai kendaraan

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

Kecepatan angin (*V*) dicari dengan menggunakan persamaan angka *Strouhal*. Digunakan angka *Strouhal* (*s*) = 0,2, tinggi lantai kendaraan (*h*) = 2,60 m

$$\begin{aligned} V &= \frac{f_B \cdot xh}{S} \\ &= \frac{0,8677 \times 2,6}{0,2} \\ &= 11,28 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Kemudian dilakukan cek efek pusaran dengan angka *Reynold* (*Re*). Besarnya angka *Reynold* harus memenuhi persyaratan, nilai *Re* harus berkisar antara $10^5 - 10^7$ akibat kecepatan angin yang bekerja. Berikut persamaan untuk angka *Reynold*.

$$Re = \frac{V \cdot B}{\nu} \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2 – 7.10})$$

Dimana :

Re = angka *Reynold*

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

B = lebar lantai kendaraan

ν = viskositas kinematik udara ($0,15 \text{ cm}^2/\text{dt}$)

$$\begin{aligned}
 Re &= \frac{V \cdot B}{\nu} \\
 &= \frac{11,28 \times 20,5}{0,15 \times 10^{-4}} \\
 &= 1,54 \cdot 10^6 \quad (10^5 < Re < 10^7)
 \end{aligned}$$

Akibat terpaan angin, akan terjadi gaya angkat (*uplift*) yang besarnya dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_o = \rho \frac{V^2}{2} C_h \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2 – 7.13})$$

Dimana :

F_o = gaya angkat

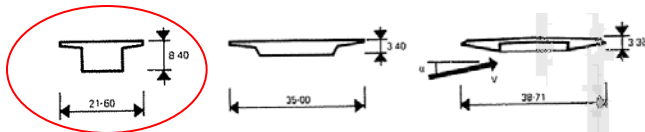
ρ = berat volume udara ($1,3 \text{ kg/m}^3$)

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

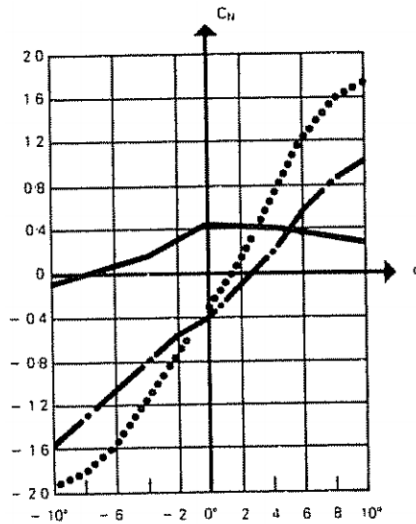
C = koefisien gaya angkat lantai kendaraan

h = tinggi lantai kendaraan

besarnya nilai koefisien C dapat dicari dari grafik berikut ini, lihat Gambar 7.42 dan Gambar 7.43 :



Gambar 7.42 Macam penampang *deck*



Gambar 7.43 Koefisien C_N

Grafik koefisien C_N diatas merupakan hasil dari tiga bentuk penampang lantai kendaraan yang pernah dibangun. Berdasarkan desain penampang jembatan *cable-stayed* ini, penampang pertama cukup mewakili bentuk penampang lantai kendaraan yang didesain. Dengan α diambil sebesar 0° , maka akan didapat nilai koefisien C_N sebesar 0,4. Tetapi pada nyatanya, angin tidak selalu mengenai lantai kendaraan dalam arah horizontal secara sempurna. Nilai α dapat berubah berkisar antara 3° sampai dengan 9° , maka sebagai pembanding diambil nilai α rata-rata sebesar 6° . sehingga didapat nilai C_N sebesar 0,38.

$$\begin{aligned}
 F_o &= \rho \frac{V^2}{2} C_h \\
 &= 1,3 \frac{11,28^2}{2} 0,38 \times 2,6 \\
 &= 81,712 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

Gaya ini akan menimbulkan osilasi gelagar yang amplitudonya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini :

$$\hat{v} = \frac{\pi F_o}{\delta m} v_{\max}$$

dimana :

\hat{v} = amplitudo osilasi

δ = penurunan logaritmik (koefisien peredaman)

F_o = gaya angkat

v_{\max} = deformasi statis maksimum karena berat sendiri

m = berat sendiri lantai kendaraan per meter panjang

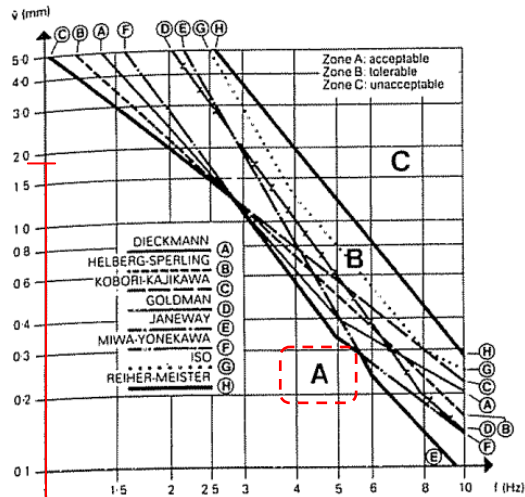
Dari hasil analisa dengan program MIDAS didapat nilai v_{\max} yang terjadi akibat berat sendiri struktur sebesar 0,4m. Penurunan logaritmik (koefisien peredam) ditentukan 0,05. Berat sendiri lantai kendaraan adalah 110,92 kN/m.

$$\begin{aligned}\hat{v} &= \frac{\pi F_o}{\delta m} v_{\max} \\ &= \frac{\pi}{0,05} \frac{81,712}{110,92 \times 10^3} 0,4 \times 10^3 \\ &= 18,51 \text{ mm}\end{aligned}$$

Bila perlu, perhitungan dapat dilanjutkan dengan mencari nilai percepatan getaran yang dihasilkan dengan persamaan berikut :

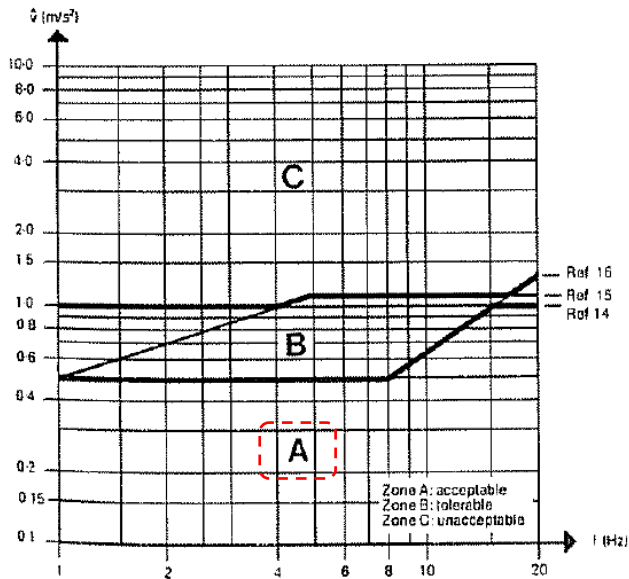
$$\begin{aligned}\ddot{v} &= 4\pi^2 x f^2 x \hat{v} \\ &= 4\pi^2 \times 0,8667^2 \times (18,51 \times 10^{-3}) \\ &= 0,55 \text{ m/s}^2\end{aligned}$$

Digunakan f_B maka dapat diketahui klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (v) dengan melakukan plot nilai v dan f_B pada grafik terkait. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.44.



Gambar 7.44 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)

Sedangkan untuk klasifikasi efek psikologi berdasarkan percepatan getaran (\ddot{v}) dapat diperoleh dengan melakukan plot nilai \ddot{v} dan f_B pada grafik terkait. Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 7.45.

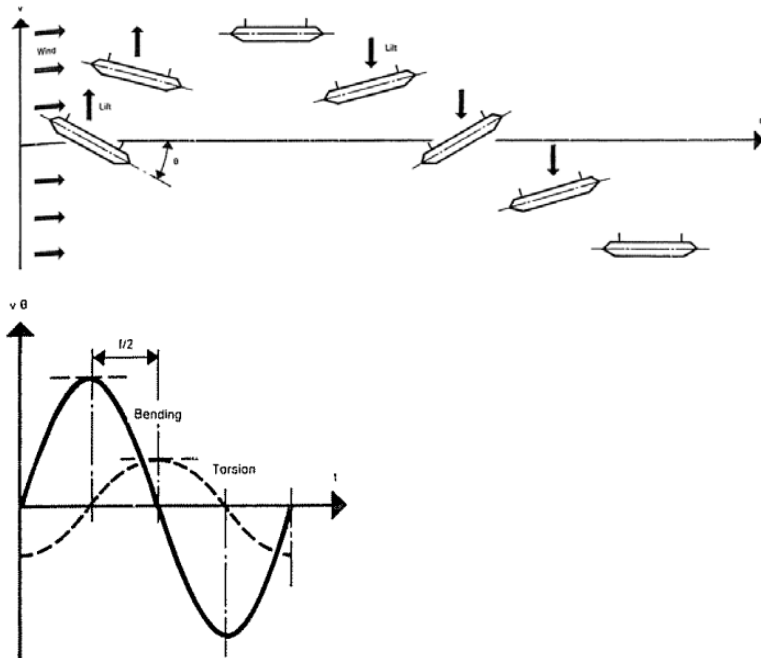


Gambar 7.45 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999)

Dari kedua grafik diatas didapat kesimpulan bahwa desain jembatan ini berada pada area (A), yang berarti bahwa desain dapat diterima (*acceptable*) baik berdasarkan nilai amplitudo (v) vs frekwensi alami lentur balok (f_B) maupun nilai percepatan getaran (\dot{v}) vs frekwensi alami torsi (f_T).

7.5.8 Efek Flutter

Fenomena ini terjadi pada kecepatan kritis yang menimbulkan ayunan lentur (f_B) dan ayunan torsi (f_T), yang harus dihindari adalah nilai amplitudo akibat ayunan lentur dan ayunan torsi tidak terjadi secara bersamaan. Untuk desain yang ideal nilai perbandingan dari keduanya sebaiknya memiliki perbedaan fase sebesar $\pi/2$ atau berkisar 1,57 detik. Untuk lebih jelasnya lihat ilustrasi pada Gambar 7.46 berikut ini.



Gambar 7.46 Efek ayunan dengan beda fase $\pi/2$
(Walther, 1999)

Untuk mendapatkan kecepatan kritis teoritis ($V_{\text{kritis teoritis}}$), dapat digunakan metode KLOEPPPEL, dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_{\text{kritis teoritis}} = 2\pi \cdot f_B \cdot b$$

$b = 1/2$ lebar rantai kendaraan

Dimana nilai $V_{\text{kritis teoritis}}$ dapat dicari secara grafis dari Gambar 7.38 dan tergantung dari tiga (3) besaran berikut ini :

$$1. \quad \mu = \frac{m}{\pi \rho b^2}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} m &= \text{berat sendiri lantai kendaraan per meter lari} \\ &= 110,92 \text{ kN/m} = 11092 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \text{berat volume udara} \\ &= 1,3 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= \text{setengah lebar lantai kendaraan} \\ &= 10,25 \text{ m} \end{aligned}$$

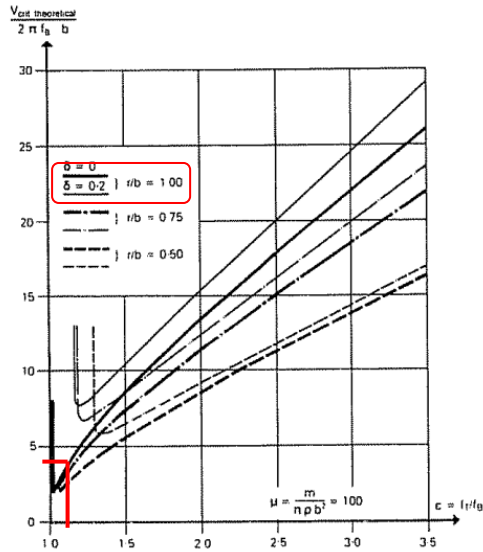
$$\mu = \frac{11092}{\pi \times 1,3 \times 10,25} = 264,96$$

$$\begin{aligned} 2. \quad \delta/b &= 0,05/10,25 \\ &= 0,00487 \end{aligned}$$

$$3. \quad \varepsilon = f_T/f_B = 0,95/0,86 = 1,1$$

Untuk menentukan nilai kecepatan kritis teoritis perlu dicari nilai faktor pengali yang didapatkan dari Gambar 7.47 dengan melakukan plot nilai perbandingan frekwensi torsi dengan frekwensi lentur (f_T/f_B).

$$\begin{aligned} \delta &= 0,05 \\ r/b &= 8,7/10,25 \\ &= 0,84 \text{ dipakai} = 1,00 \end{aligned}$$



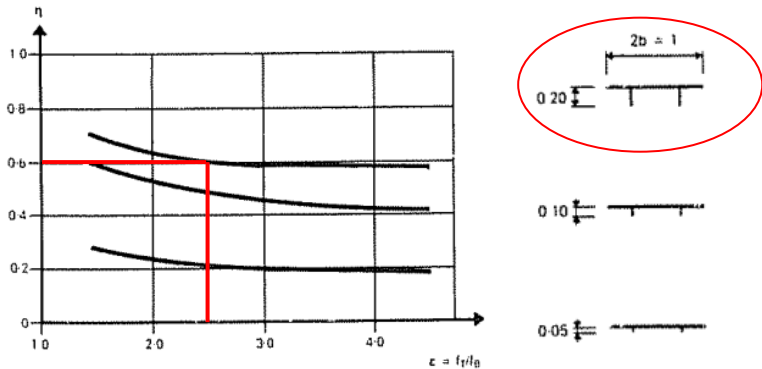
Gambar 7.47 Kecepatan kritis teoritis untuk efek ayunan (Walther, 1999)

Dari nilai $\epsilon = 1,1$ maka didapat nilai.

$$\frac{V_{kritis-teoritis}}{2\pi f_B b} = 4 \dots (\text{dari Gambar 7.38})$$

$$\begin{aligned} V_{kritis\ teoritis} &= 4 \cdot (2\pi \cdot f_B \cdot b) \\ &= 4 \cdot (2\pi \cdot 0,8667 \cdot (10,25)) \\ &= 4 \cdot (55,81 \text{ m/dt}) \\ &= 223,24 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Besar kecepatan kritis teoritis ini harus dikoreksi menjadi kecepatan kritis aktual, menggunakan grafik berikut, lihat Gambar 7.48.



Gambar 7.48 Grafik koefisien koreksi
(Walther, 1999)

Dari grafik diatas, dengan menyesuaikan bentuk penampang yang paling mendekati didapat nilai $\eta = 0,6$.

$$\begin{aligned} V_{\text{kritis actual}} &= 0,6 \cdot 223,24 \text{ m/dt} \\ &= 133,944 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Tetapi pada kondisi nyata, angin tidak selalu mengenai lantai kendaraan dalam arah horizontal secara sempurna. Terkadang nilai α dapat berubah berkisar antara 3° sampai dengan 9° , maka sebagai pembandingan coba diambil nilai α rata-rata sebesar 6° . Untuk jenis lantai kendaraan dengan penampang box, perlu ada koreksi sebesar $1/3$ (Walther, 1999).

$$\begin{aligned} \eta (\alpha = \pm 6^\circ) &= (1/3) \cdot 0,6 \\ &= 0,2 \end{aligned}$$

Sehingga kecepatan aktual :

$$\begin{aligned} V_{\text{kritis actual}} &= 0,2 \cdot 223,24 \text{ m/dt} \\ &= 44,65 \text{ m/dt} \dots (\text{OK}) > V_{\text{desain}} = 37 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Hal ini menunjukkan bahwa, apabila pada kondisi nyata dilapangan bertiup angin dengan kecepatan 44,65 m/dt, maka akan terjadi efek ayunan (*flutter*). Maka dari itu kecepatan angin

di lapangan tidak boleh lebih dari itu, sedangkan pada perencanaan di lapangan telah didesain besarnya kecepatan angin 133 km/jam atau 37 m/dt, sehingga analisa efek ayunan memenuhi syarat. Analisa ini perlu dilanjutkan dengan pembuktian menggunakan jembatan model berskala pada *wind tunnel*, agar diperoleh hasil yang lebih akurat.

7.6 Struktur Kabel

Struktur kabel merupakan salah satu struktur utama pada jembatan *cable-stayed*, struktur kabel akan memikul beban dari lantai kendaraan. Beban yang dipikul berupa beban tetap, beban hidup, beban angin, beban gempa, dan beban saat pelaksanaan. Semua beban tersebut kemudian akan disalurkan ke menara (*pylon*).

7.6.1 Data Perencanaan

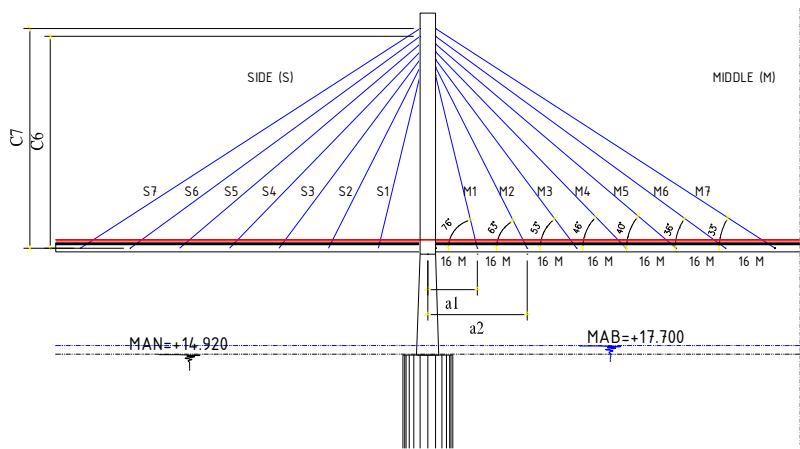
Pada bab preliminary desain telah dijelaskan bahwa ada dua jenis kabel paralel *VSL 7-wire strand* yang dapat digunakan untuk desain jembatan kabel. Pada desain ini digunakan kabel yang spesifikasinya disesuaikan dengan persyaratan RSNI T-03-2005 pasal 12.6, yang menyatakan bahwa kabel pemikul utama yang dipergunakan untuk struktur-struktur jembatan kabel dan jembatan gantung harus dibuat dari material mutu tinggi dengan kuat tarik minimum 1800 N/mm^2 , maka dipakai kabel tipe ASTM A 416-06 Grade 270.

Tabel 7.19 Jenis kabel dan anker

Standard	ASTM A 416-06 Grade 270	Euronorme 138-3
\varnothing (mm)	15,2	15,7
A_s (mm ²)	140	150
$f_u(f_{ijin}=0,45f_u)$ (Mpa)	1860 (837)	1770 (796,5)
Ukuran anker	7, 12, 19, 31, 37, 61, dan 91 strand	

Dalam perencanaan akan digunakan kabel tipe I (15,2 mm; 1860 MPa). Kabel bentang tepi diberi symbol “s” dan bentang

tengah diberi symbol “m”. Penomoran kabel dimulai dari kabel yang terdekat dengan *pylon*.



Gambar 7.49 Tatanan system kabel dan penamaan kabel

Jumlah *strand* dan luas kabel ditentukan sebagai awal seperti pada BAB IV yaitu :

Tabel 7.20 Perhitungan penampang dan jumlah strand kabel

No.	θ	$W\lambda+P$	a_i	Asc_0	Asc_0	n	Asc
	(°)	(KN)	(m)	(m ²)	(Mm ²)	kabel	mm2
M ₁	76	6073,4	16	0.0075	7526	54	7526
M ₂	63	6073,4	32	0.0082	8204	59	8204
M ₃	53	6073,4	48	0.0092	9170	65	9170
M ₄	56	6073,4	64	0.0102	10208	73	10208
M ₅	40	6073,4	80	0.0115	11460	82	11460
M ₆	36	6073,4	96	0.0126	12579	90	12579
M ₇	33	6073,4	112	0.0136	13630	97	13630
S ₁	76	6073,4	16	0.0075	7526	54	7526
S ₂	63	6073,4	32	0.0082	8204	59	8204

S ₃	53	6073,4	48	0.0092	9170	65	9170
S ₄	56	6073,4	64	0.0102	10208	73	10208
S ₅	40	6073,4	80	0.0115	11460	82	11460
S ₆	36	6073,4	96	0.0126	12579	90	12579
S ₇	33	6073,4	112	0.0136	13630	97	13630

7.6.2 Gaya Stressing Kabel

Dalam pelaksanaannya masing-masing kabel diberi gaya tarik (*stressing*) terlebih dahulu sebelum dibebani. Hal ini dimaksudkan untuk mengatur posisi gelagar agar sesuai dengan posisi akhir sebelum menerima beban hidup. Apabila gaya tarik ini tidak diberikan pada kabel, gelagar akan melendut terlebih dahulu sebelum menerima beban hidup, hal ini terjadi akibat deformasi kabel karena dibebani lantai kendaraan.

Dengan bantuan program MIDAS CIVIL dapat dianalisa besarnya gaya tarik masing-masing kabel dengan fitur *unknown load factors calculation*. Langkah-langkah analisa gaya tarik kabel akan dijelaskan sebagai berikut :

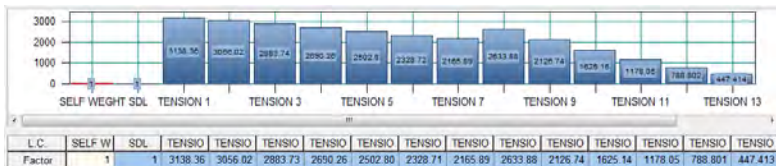
1. Memberikan gaya tarik pada tiap kabel sebesar 1 unit (dalam hal ini kN)
2. Member batasan deformasi untuk nodal-nodal pada lantai kendaraan. Hal ini dimaksudkan untuk memberikan input pada program kondisi final yang diinginkan untuk lantai kendaraan. Besarnya batasan yang di masukkan dalam analisa adalah sebesar +0,01m dan -0,01m, yang berarti bahwa lantai kendaraan boleh melendut maksimal $\pm 0,01m$ pada kondisi akhir setelah dilakukan *stressing*.
3. Menentukan beban apa saja yang memengaruhi kondisi akhir sebelum diberi beban hidup. Beban-beban tersebut adalah beban tetap dan beban superimpose.
4. Melakukan iterasi dengan program MIDAS CIVIL pada gaya tarik yang telah diberikan sebelumnya sebesar 1 kN.

5. Hasil dari analisa adalah *load factor* pada masing-masing kabel. Hal ini berhubungan dengan menu *unknown load factors calculation*.

Masing-masing gaya kabel hasil iterasi dapat dilihat pada tabel 7.21 berikut ini.

Tabel 7.21 Gaya tarik awal masing-masing kabel

Kabel	Pretension (kN)
S7, M7	3138,36
S6, M6	3056,02
S5, M5	2883,74
S4, M4	2690,26
S3, M3	2502,80
S2, M2	2328,72
S1, M1	2165,89



Gambar 7.50 Cable force tuning

Dari gaya tarik awal (*pre-tension*) tersebut dapat diperoleh kebutuhan *strand* dan luas penampang kabel. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 10.4 berikut ini

$$\begin{aligned}
 f_u \text{ kabel} &= 1860 \text{ MPa} \\
 f_u \text{ ijin} &= 0,45 \times 1860 \text{ MPa} \\
 &= 837 \text{ MPa} \\
 &= 0,837 \text{ kN/mm}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 7.22 Kebutuhan luas penampang kabel akibat pretension

Kabel	f ijin	Force	A pre	n pre	A perlu = P/f ijin	n perlu = A/As-kabel	n pakai	A pakai = n*As
	kN/mm ²	(kN)	(mm ²)		(mm ²)			(mm ²)
S7, M7	0,837	3138,36	15616,57	112	3749,5371	26,8	31	4340
S6, M6	0,837	3056,02	14411,47	96	3651,1604	26,1	31	4340
S5, M5	0,837	2883,74	13129,79	80	3445,3285	24,6	31	4340
S4, M4	0,837	2690,26	11694,95	64	3214,1714	23,0	31	4340
S3, M3	0,837	2502,80	10506,18	48	2990,2061	21,4	22	3080
S2, M2	0,837	2328,72	9398,881	32	2782,2201	19,9	22	3080
S1, M1	0,837	2165,89	8622,089	16	2587,6867	18,5	22	3080

Kemudian A_{pakai} diinput pada MIDAS, dan didapatkan gaya kabel yang baru, diambil gaya- gaya maksimum dari semua kombinasi yang ada, lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 7.23 berikut ini :

Tabel 7.23 Gaya masing-masing kabel

Kabel	Max Force (kN)
S7, M7	4361,97
S6, M6	4404,68
S5, M5	4320,21
S4, M4	6014,16
S3, M3	5806,76
S2, M2	5593,92
S1, M1	5458,30

Dari gaya-gaya maksimum tersebut dapat diperoleh kebutuhan *strand* dan luas penampang kabel yang sebenarnya. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 9.6 berikut ini.

Tabel 7.24 Kebutuhan luas penampang kabel sebenarnya

Kabel	f ijin	Force	A pre	n pre	A perlu = P/f ijin	n perlu = A/As kabel	n pakai	A pakai = n*As
	kN/mm ²	(kN)	(mm ²)		(mm ²)			(mm ²)
S7, M7	0,837	5458,30	15616,57	112	6521,2711	46,6	61	8540
S6, M6	0,837	5593,92	14411,47	96	6683,3008	47,7	55	7700
S5, M5	0,837	5806,76	13129,79	80	6937,5904	49,6	55	7700
S4, M4	0,837	6014,16	11694,95	64	7185,3729	51,3	55	7700
S3, M3	0,837	4320,21	10506,18	48	5161,5401	36,9	43	6020
S2, M2	0,837	4404,68	9398,881	32	5262,4589	37,6	43	6020
S1, M1	0,837	4361,97	8622,089	16	5211,4396	37,2	43	6020

Dari tabel diatas dapat dilanjutkan dengan analisa untuk memperoleh gaya tarik kabel yang sebenarnya.

7.6.3 Analisa Penampang Kabel A_{aktual}

Penampang kabel akan dicek dengan A_{pakai}, kemudian nilai A_{pakai} diinput ke dalam MIDAS CIVIL untuk masing-masing penampang kabel, kemudian didapat gaya kabel sebenarnya. Dapat dilihat pada Tabel 7.25 berikut ini :

Tabel 7.25Gaya kabel sebenarnya

Kabel	Max (kN)
S7, M7	4535,40
S6, M6	4673,80
S5, M5	4609,82
S4, M4	5953,47
S3, M3	5965,64
S2, M2	5823,49
S1, M1	6578,62

Apabila kabel dengan desain A_{pakai} tersebut mampu untuk menahan gaya kabel P, maka penampang kabel memenuhi syarat. Berikut contoh perhitungannya.

Kabel S₇ :

$$A_{s_{pakai}} = 11900 \text{ mm}^2$$

$$P_n = f_{ijin} \cdot A_{s_{pakai}} = 0,837 \text{ kN/mm}^2 \cdot 8540 \text{ mm}^2 = 7148 \text{ kN}$$

$$P = 6578,62 \text{ kN} \dots (\text{OK } P_n > P)$$

Perhitungan kontrol kemampuan kabel dengan penampang aktual akibat gaya tarik yang terjadi lainnya dapat dilihat pada Tabel 7.26 berikut ini.

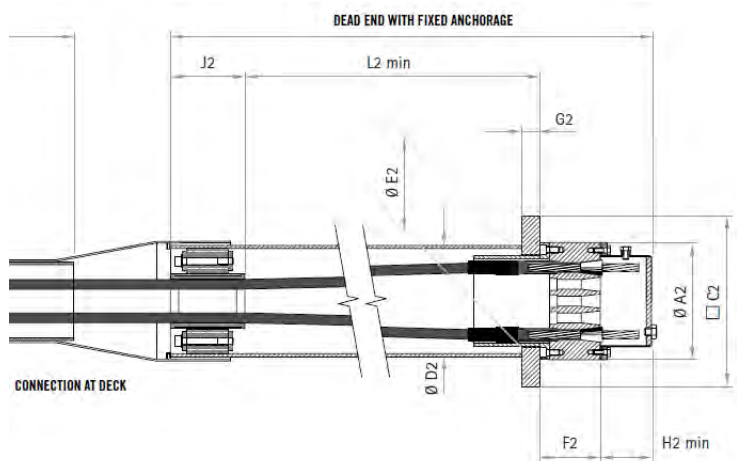
Tabel 7.26 Kontrol kemampuan kabel dari $A_{s_{pakai}}$

Kabel	f _{ijin}	A _{s pakai}	P _n	P	Kontrol
	kN/mm ²	(mm ²)	(kN)	(kN)	
S7, M7	0,837	8540	7148	6578,62	OK P _n >P
S6, M6	0,837	7700	6445	5823,49	OK P _n >P
S5, M5	0,837	7700	6445	5965,64	OK P _n >P
S4, M4	0,837	7700	6445	5953,47	OK P _n >P
S3, M3	0,837	6020	5039	4609,82	OK P _n >P
S2, M2	0,837	6020	5039	4673,80	OK P _n >P
S1, M1	0,837	6020	5039	4535,40	OK P _n >P

Dari hasil kontrol diatas dapat disimpulkan bahwa untuk kebutuhan luas penampang dan jumlah *strand* kabel yang dipakai sudah mampu untuk menahan gaya tarik maksimum yang terjadi.

7.6.4 Perhitungan Anker Pada Gelagar

Anker kabel pada gelagar dipasang sesuai dengan jumlah strand kabel yang telah dihitung. Selanjutnya akan dilakukan kontrol tegangan pelat baja pada saat *stressing* (pemberian gaya tarik).



Gambar 7.51 Detail anker VSL SSI 2000 untuk deck

Dead End

Stay Pipe

TENDON UNIT	ØA2 mm	C2 mm	ØD2 mm	ØE2 mm	F2 mm	G2 mm	H2 min mm	J2 mm	L2min mm	ØA3 mm	TENDON UNIT
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	125/4.9	6-12
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1,200	140/5.4	6-19
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1,350	160/6.2	6-22
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1,550	160/6.2	6-31
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1,750	180/5.6	6-37
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2,000	200/6.2	6-43
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2,050	200/6.2	6-55
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2,250	225/7.0	6-61
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2,450	250/7.8	6-73
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2,600	250/7.8	6-85
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2,800	280/8.7	6-91
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3,000	315/9.8	6-109
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3,350	315/9.8	6-127

Gambar 7.52 Spesifikasi teknis anker VSL SSI 2000 untuk deck

Data anker yang dipakai adalah :

Tabel 7.27 Data anker yang dipakai

Anker	Strand		
	43	55	61
ØA2	340	380	380
C2	505	550	585

Contoh perhitungan anker digunakan S_7 yang mempunyai gaya paling besar.

Data perencanaan :

$$P = 6578,62 \text{ kN}$$

$$\text{ØA2} = 380 \text{ mm}$$

$$\text{C2} = 585 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{p'} &= \text{C2} \times \text{C2} \\ &= 342225 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \text{C2}^2 - (0,25 \cdot \pi \cdot \text{ØA2}^2) \\ &= 585^2 - (0,25 \cdot \pi \cdot 430^2) \\ &= 228767,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan ijin pelat baja pada saat pemberian gaya tarik :

Pelat baja BJ55

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{yp} &= 0,8 \cdot f_y \sqrt{\frac{A_{p'}}{A_p} - 0,2} \\ &= 0,8 \cdot 500 \sqrt{\frac{342225}{228767,86} - 0,2} \\ &= 455,36 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan di bawah pelat anker :

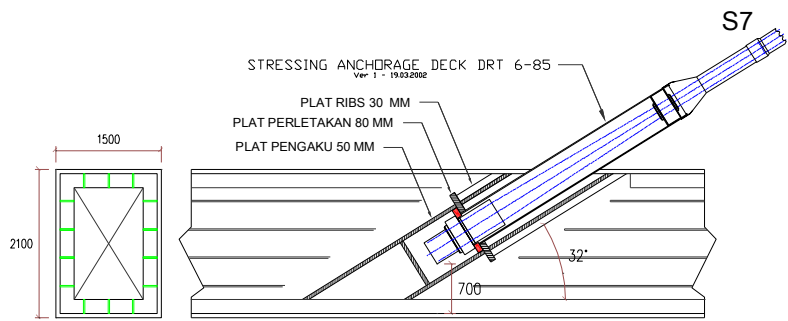
$$f_t = \frac{P}{A_p}$$
$$= \frac{6578,62 \cdot 10^3}{228767,86}$$
$$= 28,76 \text{ Mpa} \dots \text{OK} (f_{yp} > f_t)$$

Untuk perhitungan kontrol tegangan anker lain akan disajikan dalam bentuk tabel, dapat dilihat pada Tabel 7.28.

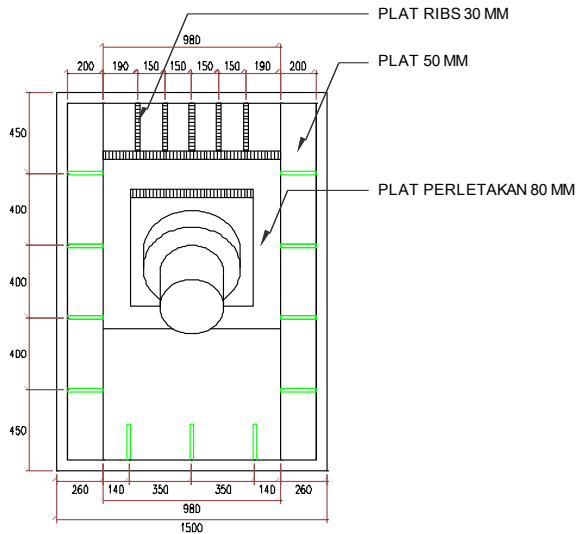
Tabel 7.28 Perhitungan anker keseluruhan

Kabel	Anker	P	Ap'	Ap	Teg. ljin pelat baja saat stressing		
		(kN)	(mm ²)	(mm ²)	fyp (MPa)	fyt (MPa)	Ket
S7, M7	61	6578,62	342225	228767,86	455,36	28,76	OK
S6, M6	55	5823,49	302500	189042,86	473,31	30,81	OK
S5, M5	55	5965,64	302500	189042,86	473,31	31,56	OK
S4, M4	55	5953,47	255025	164196,43	465,30	36,26	OK
S3, M3	43	4609,82	255025	164196,43	465,30	28,08	OK
S2, M2	43	4673,80	255025	164196,43	465,30	28,46	OK
S1, M1	43	4535,40	255025	164196,43	465,30	27,62	OK

Kontrol kemampuan anker dalam menerima gaya tarik (*stressing*) berikut ilustrasi plat anker pada seluruh titik pengangkeran dapat dilihat pada Gambar 7.53.



Gambar 7.53 Pelat anker tendon unit 6-61



Gambar 7.54 Tampak A-A pelat anker dan dimensi (satuan dalam mm)

1. Untuk 61 strand, di kontrol S_7 sebagai yang terbesar mewakili anker lain.

- e. Kuat lentur pelat sayap

SNI03-1729-2002, ps. 8.10.2

$$\begin{aligned}
 \phi R_b &= \phi \cdot 6,25 \cdot t_f^2 \cdot f_y \\
 &= 0,85 \cdot 6,25 \cdot (60\text{mm})^2 \cdot 500\text{N/mm}^2 \\
 &= 9562500 \text{ N} \\
 &= 9562,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- f. Kuat leleh pelat badan

SNI03-1729-2002, ps. 8.10.3

$$\phi R_b = \phi \cdot (5k + N) \cdot t_w \cdot f_y$$

dimana :

k = tebal pelat sayap ditambah jari-jari peralihan

N = dimensi arah longitudinal pelat perletakan atau tumpuan, minimal sebesar k .

$$\begin{aligned}
 \phi R_b &= 0,85 \cdot (5 \cdot 60 + 585) \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 22567500 \text{ N} \\
 &= 22567,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- g. Kuat tekuk dukung pelat badan
SNI03-1729-2002, ps. 8.10.4 (8.10-4.c)

$$\begin{aligned}
 \phi R_b &= 0,39 \cdot t_w^2 \left[1 + \left\{ 4 \left(\frac{N}{d} \right) - 0,2 \right\} \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}} \\
 &= 0,85 \cdot 0,39 \cdot 60^2 \left[1 + \left\{ 4 \left(\frac{585}{2100} \right) - 0,2 \right\} \left(\frac{60}{60} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \cdot 500 \cdot 60}{60}} = \\
 &26876571,4 \text{ N} \\
 &= 26876,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- h. Kuat tekuk lentur pelat badan
SNI03-1729-2002, ps. 8.10.6

$$\begin{aligned}
 \phi R_b &= \frac{12,08 t_w^3}{h} \sqrt{E f_y} \\
 &= 0,85 \frac{12,08 \cdot 60^3}{2100} \sqrt{2 \cdot 10^5 \cdot 500} \\
 &= 12425142,9 \text{ N} \\
 &= 12425,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

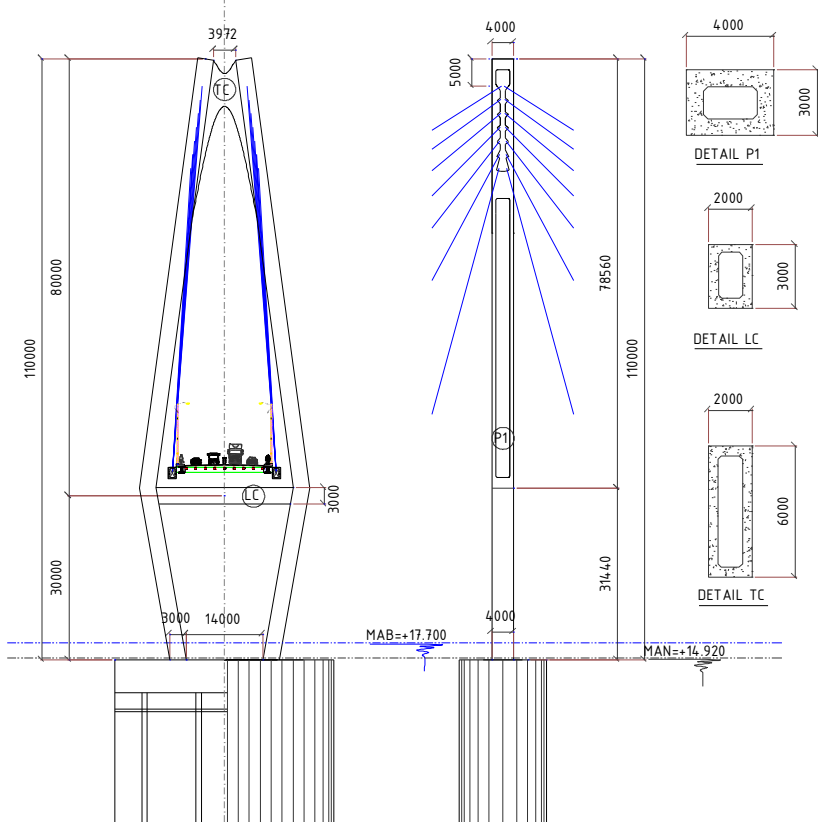
Dari semua perhitungan diatas dipakai nilai ϕR_b yang terkecil sebesar 9562,5 kN. Dari perhitungan diatas maka didapat bahwa $P < \phi R_b$, maka pelat mampu menahan beban yang terjadi.

7.7 Struktur Pylon

Struktur *pylon* berfungsi memikul beban yang terjadi pada rantai kendaraan, baik berupa beban hidup maupun beban mati, beban dari rantai kendaraan disalurkan melalui kabel ke *pylon* untuk kemudian ditransfer ke pondasi.

7.7.1 Gaya pada *Pylon*

Dalam analisisnya akan dilakukan kontrol terhadap kelangsingan kolom. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat penampang *pylon*, konfigurasi, dan tampak melintang pada Gambar 7.55 berikut ini.



Gambar 7.55 Struktur *pylon*(dalam mm)

Dalam perhitungan tulangan pada *pylon*, akan dihitung penulangan pada kaki *pylon*, *lower cross beam* dan *top cross beam*. Nilai gaya dalam yang terjadi pada struktur *pylon* didapat dari analisa program MIDAS CIVIL, dapat dilihat pada Tabel

7.29. s.d. Tabel 7.30. Gaya dalam yang terjadi pada *pylon* disajikan dalam tiga (3) kondisi pembebanan, yaitu akibat beban dinamik (gempa), dan beban statik. Pada tabel berikut hanya ditampilkan gaya dalam yang terbesar saja dari kombinasi yang direncanakan.

Tabel 7.29 Gaya dalam pada kolom *pylon*

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
DL+SDL+CASE1+EWS	0	7344,63	2976,32	1543,22	32352,31	47911,26
DL+SDL+CASE1+EWS	-69556,89	-7346,56	-5776	-1542,42	-53251,47	-47895,76
DL+SDL+CASE2+EWS	0	8321,56	3004,45	724,66	32837,53	44891,2
DL+SDL+CASE2+EWS	-83160,12	-8467,99	-20179,96	-1813,02	-54969,15	-44938,36
DL+SDL+CASE3+EWS	4436,33	8113,62	3011,44	6697,66	32734,21	44025,95
DL+SDL+CASE3+EWS	-79842,22	-8113,23	-24250,36	-881,58	-54270,08	-44028,33
DL+SDL+CASE4+EWS	0	7707,59	3055,94	755,76	33415,07	43927,07
DL+SDL+CASE4+EWS	-81815,31	-7708,54	-16102,3	-772,76	-57485,4	-43936,64
DL+SDL+CASE5+EWS	0	1010,82	3052,96	5736,93	33358,91	43927,07
DL+SDL+CASE5+EWS	-82349,01	-946,23	-22612,65	-820,49	-57367,17	-39252,78
DL+SDL+CASE6+EWS	0	1347,59	3054,86	2377,51	33410,32	10897,04
DL+SDL+CASE6+EWS	-82463,72	-1494,2	-23636,86	-820,49	-57762,43	-10046,6
DL+SDL+EX+0,3EY	5,42	1011,43	1656,06	5453,71	24495,69	21441,38
DL+SDL+EX+0,3EY	-65036,95	-1156,06	-18141,57	-1091,9	-43748,11	-20498,42
DL+SDL+EY+0,3EX	3,58	1379,73	1454,39	7854,04	17014,26	31286,54
DL+SDL+EY+0,3EX	-63396,94	-1492,3	-17769,25	-1553,04	-36792,18	-30567,28
Menentukan	-83160,12	8321,56	-24250,36	7854,04	-57762,43	47911,26

Tabel 7.30 Gaya dalam pada kaki *pylon*

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
DL+SDL+CASE1+EWS	-55392,5	849,47	4674,98	5755,58	98503,7	30641,47
DL+SDL+CASE1+EWS	-103437,98	-1028,36	-20207,7	-2455,8	-119090,44	-52374,54
DL+SDL+CASE2+EWS	-50899,22	1104,28	4724,98	7134,75	98616,45	58161,35
DL+SDL+CASE2+EWS	-94651,18	-1125,73	-21422,88	-7342,75	-119395,54	-59032,99
DL+SDL+CASE3+EWS	-45603,77	1080,44	4767,62	6789,28	98941,71	55526,95
DL+SDL+CASE3+EWS	-103806,59	-1080,37	-22728,27	-6787,64	-118879,58	-55522,23
DL+SDL+CASE4+EWS	-66522,93	1011,46	4771,05	5144,89	98726,97	46388,36
DL+SDL+CASE4+EWS	-104696,15	-1010,82	-23849,09	-5773,79	-119175,55	-48818,97
DL+SDL+CASE5+EWS	-69899,59	215,18	4772,75	2580,94	98762,29	17469,6
DL+SDL+CASE5+EWS	-104518,84	-190,25	-24012,02	-2391,6	-119102,66	-15011,15
DL+SDL+CASE6+EWS	-54493,48	221,54	4673,88	1337,83	98498,11	10993,68
DL+SDL+CASE6+EWS	-83979,22	-192,64	-23987,51	-2378,39	-93416,23	-8735,57
DL+SDL+EX+0,3EY	-54743,09	662,59	2910,5	4426,64	42751,57	33904,89
DL+SDL+EX+0,3EY	-82300,22	-619,47	-18969,66	-5098,35	-61561,48	-31784,88
DL+SDL+EY+0,3EX	-56212,69	984,5	1900,65	6869,35	24062,11	49162,83
DL+SDL+EY+0,3EX	-80061,25	-921,02	-18298,13	-7692,42	-40687,61	-47676,25
Menentukan	-104696,15	1104,28	-24012,02	7134,75	-119395,54	58161,35

7.7.2 Analisa Penampang Pylon

Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang *pylon*.

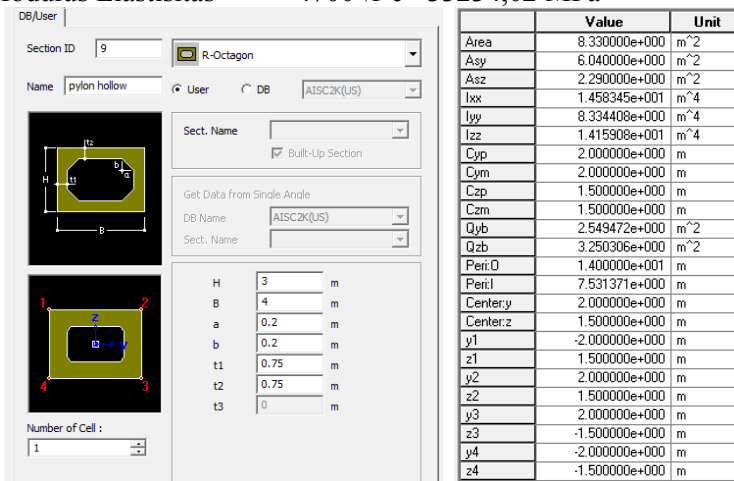
a. Penulangan Lentur Kolom Pylon

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$\begin{aligned} P_u &= 83160,12 \text{ kN} & M_{uy} &= 57762,43 \text{ kNm} \\ V_{uy} &= 8321,56 \text{ kN} & M_{uz} &= 47911,26 \text{ kNm} \\ V_{uz} &= 24250,36 \text{ kN} \\ M_t &= 7854,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.56.

$$\begin{aligned} \text{Mutu Beton (f'c)} &= 50 \text{ MPa} \\ \text{Mutu Tulangan (fy)} &= 400 \text{ MPa} \\ \text{Luas Penampang (Ag)} &= 83300 \text{ cm}^2 = 8,33 \text{ m}^2 \\ \text{Inersia arah y (Iy)} &= 8,334408 \text{ m}^4 \\ \text{Inersia arah z (Iz)} &= 14,15908 \text{ m}^4 \\ \text{Modulus Elastisitas} &= 4700 \sqrt{f'c} = 33234,02 \text{ MPa} \end{aligned}$$



Gambar 7.56 Section properties penampang pylon

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan apabila memenuhi syarat berikut ini :

1. Arah Z (*braced frame*) SNI 2847 2013 Ps 10.10.1

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12(M_1 / M_2)$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
= 1

ℓ_u = panjang bebas komponen tekan (80 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$\begin{aligned} r &= \sqrt{\frac{I_z}{A}} \\ &= \sqrt{\frac{14,15908}{8,33}} \\ &= 1,303\text{m} \end{aligned}$$

Maka,

$$\frac{1,80}{1,303} \leq 34 - 12(47895,76 / 47911,26)$$

61,36 > 22,003, maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka tak bergoyang dengan sebagai berikut.

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_o}{V_u \cdot I_y} < 0,05 \quad \text{SNI 2847 2013 Ps 10.10.5.2}$$

Dimana :

P_u = gaya tekan terfaktor (kN)

Δ_o = simpangan relatif = 0,0351 m

$$Q = \frac{83160,12 \times 0,0351}{24250,36 \times 14,15908}$$

$$= 0,008 < 0,05$$

Maka kolom dianggap tak bergoyang.

$$EI = \frac{0,4E_c I_z}{1 + \beta_d} \quad \text{SNI 2847 2013 Ps 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot 33234,02 \cdot 10^6 \cdot 14,15908}{1 + 0,5}$$

$$EI = 1,254 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k \cdot l_u)^2 = (1,80)^2 = 6400 \text{ m}^2$$

$$P_{c_z} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2}$$

$$P_{c_z} = \frac{\pi^2 1,254 \cdot 10^{11}}{6400}$$

$$P_{c_z} = 61621362,22 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1,0$ untuk kolom dengan pengaku lateral

$$\delta_{ns_z} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{c_z}}} = \frac{1}{1 - \frac{83160,12}{0,75 \cdot 61621362,22}}$$

$$\delta_{ns_z} = 1,002 > 1$$

Momen desain

$$\begin{aligned} M_{c_z} &= \delta_{ns_z} \cdot M_{uz} \\ &= 1,001 \cdot 47911,26 \text{ kNm} = 47997,6259 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Arah Y (*unbraced frame*)

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
 $= 2$

l_u = panjang bebas komponen tekan (80 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$\begin{aligned} r &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} \\ &= \sqrt{\frac{8,334408}{8,33}} \\ &= 1,000264 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{k\ell_u}{r} &= \frac{2 \times 80}{1,000264} \\ &= 159,95 > 22, \text{ maka dianalisa sebagai kolom langsing} \end{aligned}$$

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4E_c I_y}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot 33234,02 \cdot 10^6 \cdot 8,334408}{1 + 0,5}$$

$$EI = 7,386 \times 10^{10} \text{ kNm}^2$$

$$(k \cdot l_u)^2 = (2 \cdot 80)^2 = 25600 \text{ m}^2$$

$$P_{c_y} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2}$$

$$P_{c_y} = \frac{\pi^2 \cdot 7,386 \cdot 10^{10}}{25600}$$

$$P_{c_y} = 9067989,84 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m = 1,0$ untuk kolom tanpa pengaku lateral

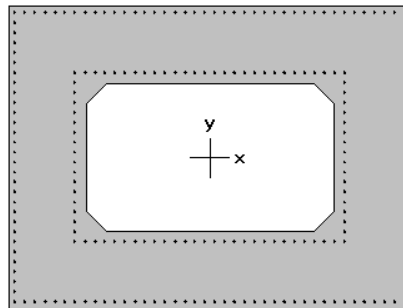
$$\delta_{ns_y} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_{c_x}}} = \frac{1}{1 - \frac{83160,12}{0,75 \cdot 9067989,84}}$$

$$\delta_{ns_y} = 1,0123 > 1$$

Momen desain

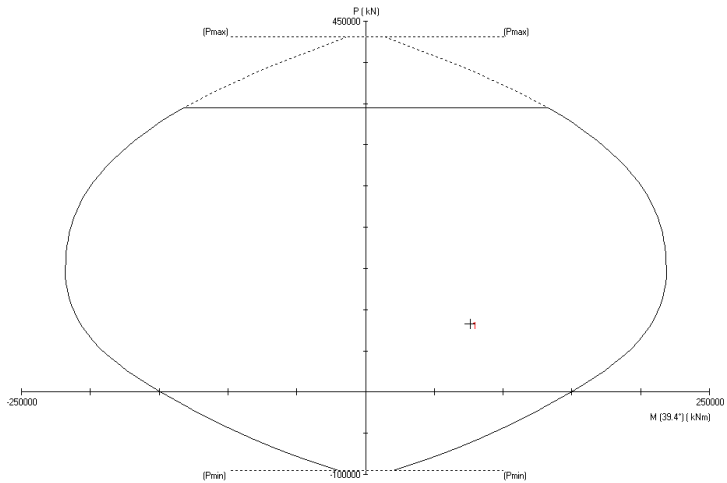
$$\begin{aligned} M_{c_y} &= \delta_{ns_y} \cdot M_{uy} \\ &= 1,0123 \cdot 57762,43 \text{ kNm} \\ &= 58477,47 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D36 dan tulangan transversal menggunakan Ø22, dengan mutu baja tulangan f_y 400 MPa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.57 berikut ini.



4000 x 3000 mm
3.12% reinf.

Gambar 7.57 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 7.58 Grafik diagram interaksi *SpColumn*

Dari hasil analisa didapat :

260 buah D36 (3,18 %)

$A_s = 264648 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak antar tulangan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b_w - 2 \cdot h_{\text{selimut}} - 2f - nD}{n - 1} \\
 &= \frac{3000 - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 22 - 40 \cdot 36}{40 - 1} \\
 &= 62 \text{ mm} > 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Tulangan Geser Pylon

Gaya dalam *pylon* :

$P_u = 83160,12 \text{ kN}$

$V_{uy} = 8321,56 \text{ kN}$

$V_{uz} = 24250,36 \text{ kN}$

Penulangan geser pada pylon arah sumbu Y

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847-2013 Ps 11.2.1.2 :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{83160,12}{14.8,33.10^6} \right) 1 \cdot \sqrt{50} \cdot 1460 \cdot 2910 \\ &= 5110805,428 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \cdot 5110805,428 \text{ N} \\ &= 4344184,614 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \cdot 4344184,614 \text{ N} \\ &= 2172092,307 \text{ N} \\ &= 2172,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai $\frac{1}{2} \phi V_c < \phi V_c < V_{uy} = 8321,56 \text{ kN}$

Maka perlu tulangan geser. Lihat SNI 2847-2013 Ps 11.4.7.2.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps 21.3.4.2 spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$d/4$	$= 3910/4$	$= 977 \text{ mm}$
8D tul. longitudinal	$= 8 \cdot 36$	$= 288 \text{ mm}$
24D tul. Transversal	$= 24 \cdot 22$	$= 528 \text{ mm}$

atau 300 mm

$$\begin{aligned} V_u &\leq V_n \\ V_n &= V_c + V_s \\ V_u &\leq \phi V_c + \phi V_s \\ V_s &= (V_u / \phi) - V_c \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (8321,56 \cdot 10^3 / 0,85) - 5110805,428 \text{ N} \\ &= 4679265,16 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan 3 sengkang

$$A_v = 3(0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2) = 3(0,25 \cdot \pi \cdot 22^2) = 1140,857 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}, \text{ maka}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1140,857 \cdot 400 \cdot 2910}{4679265,16} = 283,79 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = d/2 = 2910/2 = 1455 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser 3D22-250

Penulangan geser pada pylon arah sumbu Z

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{83160,12}{14 \cdot 8,33 \cdot 10^6} \right) 1 \cdot \sqrt{50} \cdot 1460 \cdot 3910 \\ &= 6867095,953 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \cdot 6867095,953 \text{ N} \\ &= 5837031,56 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \cdot 5837031,56 \text{ N} \\ &= 2918515,78 \text{ N} \\ &= 2918,515 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai $\frac{1}{2} \phi V_c < \phi V_c < V_{uz}$

Maka perlu tulangan geser. Lihat SNI 2847-2013 Ps 11.4.7.2.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps 21.3.4.2 spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$d/4$	$= 3910/4$	$= 977 \text{ mm}$
8D tul. longitudinal	$= 8 \cdot 36$	$= 288 \text{ mm}$
24D tul. Transversal	$= 24 \cdot 22$	$= 528 \text{ mm}$

atau 300 mm

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq V_n \\
 V_n &= V_c + V_s \\
 V_u &\leq \phi V_c + \phi V_s \\
 V_s &= (V_u / \phi) - V_c
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= (24250,36 \cdot 10^3 / 0,85) - 6867095,953 \text{ N} \\
 &= 21662739,34 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Digunakan 10 sengkang

$$A_v = 10(0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2) = 10(0,25 \cdot \pi \cdot 22^2) = 3802,857 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}, \text{ maka}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{3802,857 \cdot 400 \cdot 3910}{21662739,34} = 274,55 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = d/2 = 3910/2 = 1955 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser 10D22-250

c. Perhitungan Tulangan Puntir Penampang Kolom *Pylon*

Gaya dalam torsi yang bekerja pada *pylon*.

$$T_u = 7854,04 \text{ kNm}$$

Kontrol terhadap pengaruh puntir, apakah dapat diabaikan.

Menurut SNI 2847-2013 Ps 11.5.1 untuk penampangberongga, A_g harus digunakan sebagai pengganti A_{cp} .

$$A_{cp} = 8330000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(4000+3000)\text{mm} = 14000 \text{ mm}$$

$$x_1 = 3000\text{mm} - 2(50+0,5 \cdot 22)\text{mm} = 2878 \text{ mm}$$

$$x_2 = 4000\text{mm} - 2(50+0,5 \cdot 22)\text{mm} = 3878 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (2878 \cdot 3878)\text{mm}^2 = 11160884 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2(2878+3878)\text{mm} = 13512 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}$$

$$\begin{aligned}
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Ps 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{50} \left(\frac{8330000^2}{14000} \right) \\
 &\leq 2472543764 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$7854,04 > 2472,54 \text{ kNm}$$

Maka diperlukan tulangan puntir.

$$\begin{aligned}
 T_n &= T_u / \phi = 7854,04 \cdot 10^6 / 0,85 = 92400447059 \text{ Nmm} \\
 A_o &= 0,85 A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 11160884 \text{ mm}^2 \\
 &= 9486751,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{2 A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta, \text{ maka} \\
 A_t / s &= \frac{T_n}{2 A_o A_t f_{yv} \cot \theta} = \frac{92400447059}{2 \cdot 9486751,4 \cdot 400 \cdot \cot 45} = 1,217
 \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan puntir tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 A_l &= \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 \theta \\
 &= 1,217 \cdot 13512 \left(\frac{400}{400} \right) \cot^2 45 = 16450,77 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai D36 ($A_s = 1018,285 \text{ mm}^2$)

$$n = A_l / \text{luas tulangan} = 16450,77 / 1018,285 = 16,155 \text{ bh}$$

Dipakai 20D36 ($A_s = 20365,714 \text{ mm}^2$)

Tulangan sengkang untuk puntir harus dipasang dengan perhitungan sebagai berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta$$

$$A_t = \frac{T_n s}{2A_o A_t f_{yv} \cot \theta}$$

Spasi tulangan puntir SNI 2847-2013 Ps.11.5.6 tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

$$p_h/8 = 13512/8 = 1689 \text{ mm}$$

atau 300 mm

maka digunakan spasi, $s = 250 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{92400447059.250}{2.9486751,4.400.\cot 45} = 434,819 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D22-250 untuk sengkang puntir

$$A_s = 760,571 \text{ mm}^2$$

d. Perhitungan Tulangan daerah Pengangkuran

Pada daerah pengangkuran perlu disediakan tulangan untuk menahan pecaran (*bursting*) dan pengelupasan (*spalling*) agar lokasi pengangkuran tidak hancur atau angkur tertarik kedalam beton saat kabel dilakukan *stressing*.

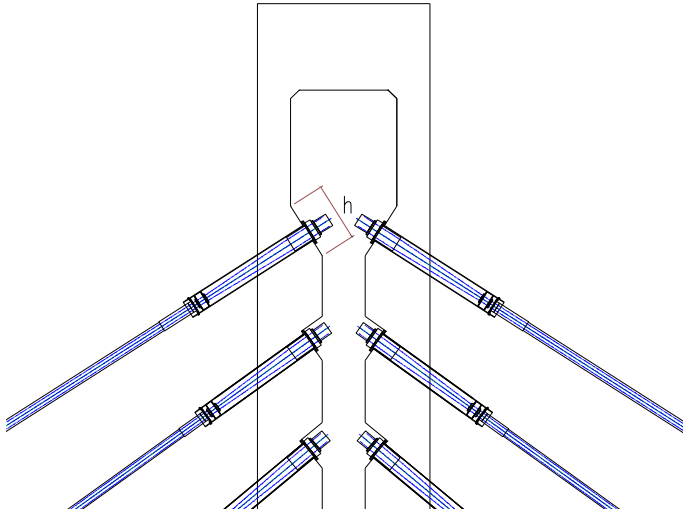
Perhitungan tulangan pecaran (*bursting*) dan pecah (*spalling*) dicontohkan dengan angkur kabel S_7 .

$$P_{su} = 6578,62 \text{ kN} \quad (\text{gaya tarik awal kabel})$$

$$a = C1 = 600 \text{ mm} \quad (\text{brosur VSL SSI 2000})$$

$$h = 1360 \text{ mm}$$

$$e = 97,5 \text{ mm} \quad (\text{eksentrisitas dari titik tengah h})$$



Gambar 7.59 Daerah pengangkur

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \Sigma P_{su} \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \cdot 6578,62 \left(1 - \frac{600}{1360} \right)$$

$$T_{\text{pencar}} = 919072,56 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5(h - 2e) = 0,5(1360 - 2 \cdot 97,5) = 582,5 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang penutup D22 ($A_s = 380,28 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= T_{\text{pencar}} / f_{ys} \\ &= 919072,56 \text{ N} / 400 \text{ N/mm}^2 \\ &= 2297,68 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= A_{s \text{ perlu}} / A_s \\ &= 7 \text{ sengkang dipasang dibelakang angkur} \end{aligned}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara :

$$S = d_{\text{pencar}} / n = 88,57 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang 7D22 - 85

Untuk mencegah pecah (*spalling*), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2%P.

$$2\%P = 0,2 \cdot 6578,62 \cdot 10^3 \text{ N} = 1315724,93 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= 2\%T / f_y \\ &= 1315724,93 \text{ N} / 400 \text{ N/mm}^2 \\ &= 3289,312 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan UD22 ($A_s = 380,285 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} n &= A_{s \text{ perlu}} / A_s \\ &= 9 \text{ tulangan U} \end{aligned}$$

Berikut adalah tabel perhitungan untuk semua angkur :

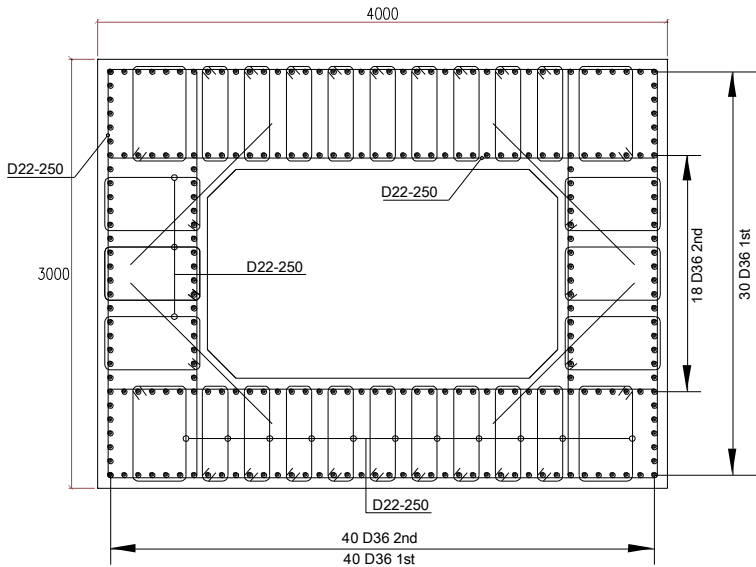
Tabel 7.31 Daerah Pengangkuran

Kabel	h	e	d pencar
	(mm)	(mm)	(mm)
S7, M7	1360	61	619
S6, M6	830	122	293
S5, M5	807	111,5	292
S4, M4	784	101	291
S3, M3	700	80	270
S2, M2	657	58,5	270
S1, M1	709	83,5	271

Tabel 7.32 Kebutuhan Tulangan Daerah Pengangkuran

Kabel	Anker	C1 (mm)	P (kN)	Pencaran (<i>bursting</i>)			Pecah (<i>Spalling</i>)	
				Tpencar	As	n	As	n
S7, M7	61	600	6578,62	919072,56	2297,68	7	3289,31	9
S6, M6	55	585	5823,49	429745,31	1074,36	3	2911,74	8
S5, M5	55	585	5965,64	410276,15	1025,69	3	2982,82	8
S4, M4	55	585	5953,47	377787,28	944,47	3	2976,74	8
S3, M3	43	540	4609,82	263418,17	658,55	2	2304,91	7
S2, M2	43	540	4673,80	208080,19	520,20	2	2336,90	7
S1, M1	43	540	4535,40	270268,95	675,67	2	2267,70	6

Berikut ilustrasi desain tulangan pada penampang *pylon* dapat dilihat pada Gambar 7.60.



Gambar 7.60 Desain penampang *pylon*

7.7.3 Analisa Penampang Kaki *Pylon*

Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang *pylon*.

e. Penulangan Lentur Kaki *Pylon*

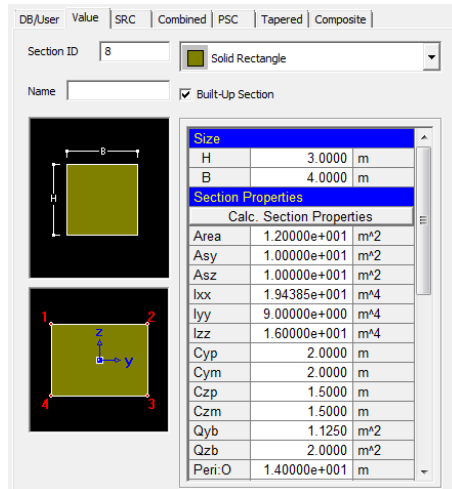
Gaya dalam maksimum yang bekerja :

P_u	$= 104696,15 \text{ kN}$	M_{uy}	$= 119395,54 \text{ kNm}$
V_{uy}	$= 1104,28 \text{ kN}$	M_{uz}	$= 58161,35 \text{ kNm}$
V_{uz}	$= 24012,02 \text{ kN}$		
M_t	$= 7134,75 \text{ kNm}$		

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.59.

Mutu Beton (f'_c) $= 50 \text{ MPa}$

Mutu Tulangan (f_y) = 400 MPa
 Luas Penampang (A_g) = 120000 cm² = 12 m²
 Inersia arah y (I_y) = 9m⁴
 Inersia arah z (I_z) = 16m⁴
 Modulus Elastisitas = 4700√f_c = 33234,02 MPa



Gambar 7.61 Section properties penampang kaki pylon

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan apabila memenuhi syarat berikut ini :

1. Arah Z (*braced frame*) SNI 2847 2013 Ps 10.10.1

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12(M_1 / M_2)$$

Dimana :

- k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
 = 1
 lu = panjang bebas komponen tekan (80 m)
 r = jari-jari girasi penampang (m)

$$\begin{aligned}
 r &= \sqrt{\frac{I_z}{A}} \\
 &= \sqrt{\frac{16}{12}} \\
 &= 1,154\text{m}
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\frac{1.30}{1,154} \leq 34 - 12(31158,17 / 59032,99)$$

25,98 > 27,66, maka kolom tidak langsing

Tidak perlu dicari perbesaran momen.

2. Arah Y (*unbraced frame*)

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
= 2

lu = panjang bebas komponen tekan (80 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$\begin{aligned}
 r &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} \\
 &= \sqrt{\frac{9}{12}} \\
 &= 0,866 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{k\ell_u}{r} &= \frac{2 \times 30}{0,866} \\
 &= 69,28 > 22, \text{ maka dianalisa sebagai kolom langsing}
 \end{aligned}$$

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4E_c I_y}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0,4.33234,02.10^6 .9}{1 + 0,5}$$

$$EI = 7,976 \times 10^{10} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (2.30)^2 = 3600 \text{ m}^2$$

$$P_{c_y} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(klu)^2}$$

$$P_{c_y} = \frac{\pi^2 7,976.10^{10}}{3600}$$

$$P_{c_y} = 69633182,07 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m = 1,0$ untuk kolom tanpa pengaku lateral

$$\delta_{ns_y} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_{c_x}}} = \frac{1}{1 - \frac{104696,15}{0,75.69633182,07}}$$

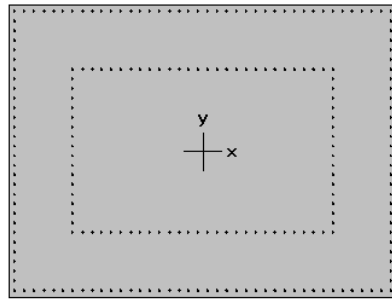
$$\delta_{ns_y} = 1,002 > 1$$

Momen desain

$$\begin{aligned} M_{c_y} &= \delta_{ns_y} \cdot M_{uy} \\ &= 1,002 \cdot 119395,54 \text{ kNm} \\ &= 119635,375 \text{ kNm} \end{aligned}$$

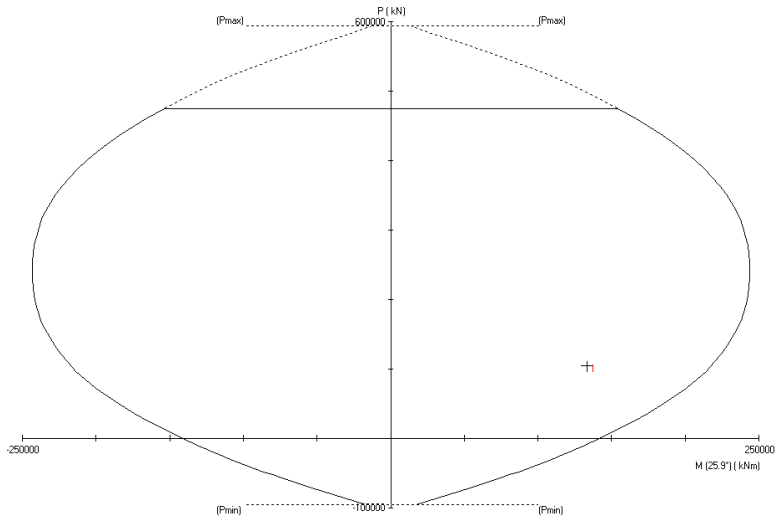
Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D36 dan tulangan transversal menggunakan Ø22, dengan mutu baja tulangan f_y 400 MPa. Kemudian kebutuhan tulangan akan

direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.62 berikut ini.



4000 x 3000 mm
2.21% reinf.

Gambar 7.62 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 7.63 Grafik diagram interaksi *SpColumn*

Dari hasil analisa didapat :
260 buah D36 (2,210 %)

$$A_s = 264648 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak antar tulangan

$$\begin{aligned} s &= \frac{b_w - 2 \cdot h_{\text{selimut}} - 2f - nD}{n - 1} \\ &= \frac{3000 - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 22 - 40 \cdot 36}{40 - 1} \\ &= 62 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

f. Perhitungan Tulangan Geser Pylon

Gaya dalam *pylon* :

$$P_u = 104696,15 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 1104,28 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 24012,02 \text{ kN}$$

Penulangan geser pada pylon arah sumbu Y

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847-2013 Ps 11.2.1.2 :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{104696,15}{14 \cdot 12 \cdot 10^6} \right) 1 \cdot \sqrt{50} \cdot 3000 \cdot 2861 \\ &= 10323895,51 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \cdot 10323895,51 \text{ N} \\ &= 8775311,184 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \cdot 8775311,184 \text{ N} \\ &= 4387655,592 \text{ N} \\ &= 4387,655 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Nilai } V_{uy} < \frac{1}{2} \phi V_c < \phi V_c$$

Maka tidak perlu tulangan geser

Penulangan geser pada pylon arah sumbu Z

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{104696,15}{14,8,33 \cdot 10^6} \right) 1 \cdot \sqrt{50} \cdot 4000 \cdot 3861 \\
 &= 18576516,63 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,85 \cdot 18576516,63 \text{ N} \\
 &= 15790039,14 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \cdot 15790039,14 \text{ N} \\
 &= 7895019,569 \text{ N} \\
 &= 7895,019 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai $\frac{1}{2} \phi V_c < \phi V_c < V_{uz}$

Maka perlu tulangan geser. Lihat SNI 2847-2013 Ps 11.4.7.2.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps 21.3.4.2 spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$d/4$	$= 3861/4$	$= 965 \text{ mm}$
8D tul. longitudinal	$= 8 \cdot 36$	$= 288 \text{ mm}$
24D tul. Transversal	$= 24 \cdot 22$	$= 528 \text{ mm}$

atau 300 mm

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq V_n \\
 V_n &= V_c + V_s \\
 V_u &\leq \phi V_c + \phi V_s \\
 V_s &= (V_u / \phi) - V_c
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= (24012,02 \cdot 10^3 / 0,85) - 18576516,63 \text{ N} \\
 &= 9672918,661 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Digunakan 4 sengkang

$$A_v = 4(0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2) = 4(0,25 \cdot \pi \cdot 22^2) = 1521,142 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}, \text{ maka} \\
 s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1521,142 \cdot 400 \cdot 3861}{9672918,661} = 242,87 \text{ mm} \\
 s_{\text{maks}} &= d/2 = 3861/2 = 1930,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser 4D22-250

g. Perhitungan Tulangan Puntir Penampang Kaki Pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada *pylon*.

$$T_u = 7134,75 \text{ kNm}$$

Kontrol terhadap pengaruh puntir, apakah dapat diabaikan.

Menurut SNI 2847-2013 Ps 11.5.1 untuk penampang berongga, A_g harus digunakan sebagai pengganti A_{cp} .

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 12000000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(4000+3000)\text{mm} = 14000 \text{ mm} \\
 x_1 &= 3000\text{mm} - 2(50+0,5.22)\text{mm} = 2878 \text{ mm} \\
 x_2 &= 4000\text{mm} - 2(50+0,5.22)\text{mm} = 3878 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= (2878.3878)\text{mm}^2 = 11160884 \text{ mm}^2 \\
 p_h &= 2(2878+3878)\text{mm} = 13512 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Ps 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{50} \left(\frac{12000000^2}{14000} \right) \\
 &\leq 5131170865 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$7134,75 > 5131,17 \text{ kNm}$$

Maka diperlukan tulangan puntir.

$$\begin{aligned}
 T_n &= T_u/\phi = 7134,75 \cdot 10^6 / 0,85 = 8393823529 \text{ Nmm} \\
 A_o &= 0,85 A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 11160884 \text{ mm}^2 \\
 &= 9486751,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta, \text{ maka}$$

$$A_t/s = \frac{T_n}{2A_o A_t f_{yv} \cot \theta} = \frac{8393823529}{2 \cdot 9486751,4 \cdot 400 \cdot \cot 45} = 1,105$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan puntir tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 A_l &= \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 \theta \\
 &= 1,105 \cdot 13512 \left(\frac{400}{400} \right) \cot^2 45 = 14944,175 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai D36 ($A_s = 1018,285 \text{ mm}^2$)

$$n = A_l / \text{luas tulangan} = 14944,175 / 1018,285 = 16,155 \text{ bh}$$

Dipakai 20D36 ($A_s = 20365,714 \text{ mm}^2$)

Tulangan sengkang untuk puntir harus dipasang dengan perhitungan sebagai berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta$$

$$A_t = \frac{T_n s}{2A_o A_t f_{yv} \cot \theta}$$

Spasi tulangan puntir SNI 2847-2013 Ps.11.5.6 tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

$$p_h/8 = 13512/8 = 1689 \text{ mm}$$

atau 300 mm

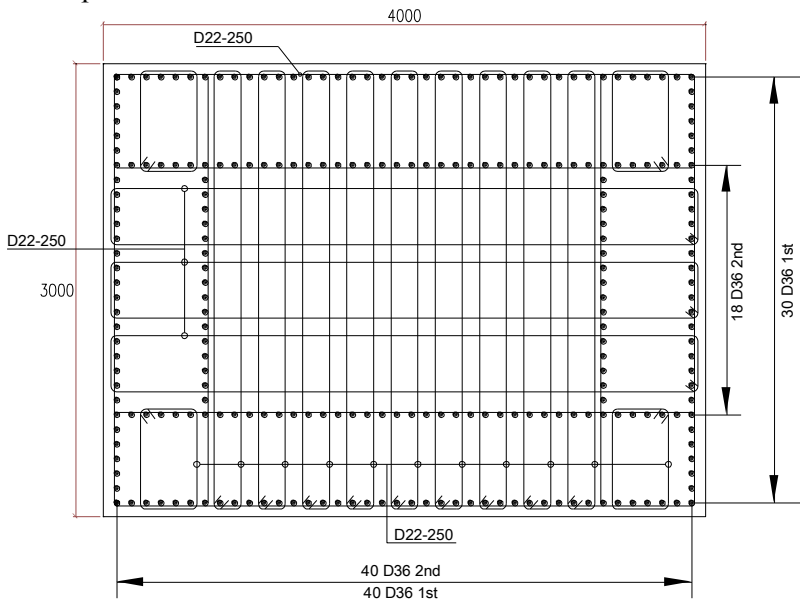
maka digunakan spasi, $s = 250 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{8393823529.250}{2.9486751,4.400.\cot 45} = 394,99 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D22-200 untuk sengkang puntir

$$A_s = 760,571 \text{ mm}^2$$

Berikut ilustrasi desain tulangan pada penampang *pylon* dapat dilihat pada Gambar 7.64.



Gambar 7.64 Desain penampang kaki *pylon*

7.7.4 Analisa Top Cross Beam

Mutu Beton (f'_c) = 50 MPa

Mutu Tulangan (f_y) = 400 MPa

Luas Penampang (A_g) = 5,805 m²

Modulus Elastisitas = $4700\sqrt{f'_c} = 33234,02$ MPa

Berikut adalah gaya dalam yang bekerja pada balok *top cross beam* hasil dari analisa struktur menggunakan program MIDAS CIVIL.

P_u = 7085,47 kN

M_y = 56716,94 kNm

M_z = 1770,23 kNm

T_u = 884,63 kNm

Struktur komponen yang mengalami tekan dapat diabaikan bila gaya tekan yang terjadi kurang dari :

$P_u < 0,10 \cdot f'_c \cdot A_g$

$P_u < 0,10 \cdot 50 \cdot 5,805 \cdot 10^6$

$P_u < 29025000$ N

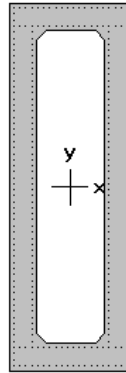
7085,47 < 29025 kN

Maka, gaya aksial tekan dapat diabaikan.

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D22 (f_y = 400 Mpa), sedangkan untuk tulangan geser menggunakan Ø16 (f_y = 400 Mpa).

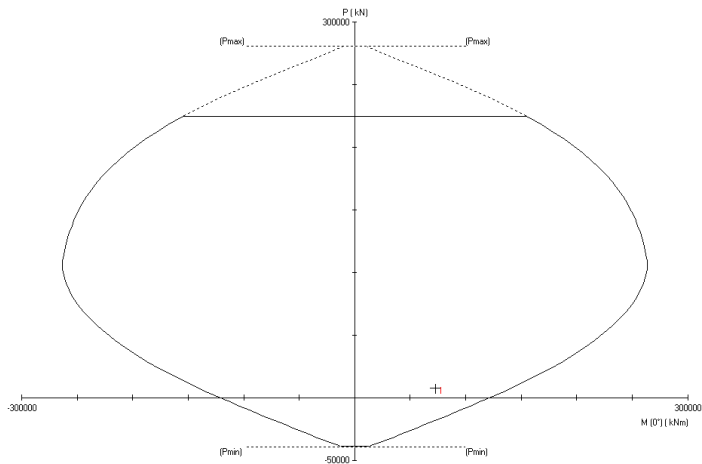
Penampang balok akan dianalisa menggunakan *SpColumn* untuk mengontrol akibat beban aksial dan momen, untuk lebih jelasnya lihat Gambar 7.65 berikut ini.

Direncanakan jumlah tulangan 296 D22 dengan As tulangan 112519 mm² (1,76%)



2000 × 6000 mm
1.76% reinf.

Gambar 7.65 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 7.66 Grafik diagram interaksi *SpColumn*

Kontrol jarak antar tulangan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b_w - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n - 1} \\
 &= \frac{2000 - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 16 - 20 \cdot 22}{20 - 1} \\
 &= 65 \text{ mm} \dots (\text{OK}) > 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan Geser

$$P_u = 7085,47 \text{ kN}$$

$$V_u = 4792,28 \text{ kN}$$

Kuat geser beton menurut SNI 2847-2013 Ps 11.2.1.1

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\
 &= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{50} \cdot 890 \cdot 5923 \\
 &= 6336736,712 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,85 \cdot 6336736,712 \text{ N} \\
 &= 5386226,206 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \cdot 5386226,206 \text{ N} \\
 &= 2693113,103 \text{ N} \\
 &= 2693,113 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai $\phi V_c > V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$

Maka perlu tulangan geser minimum. Lihat SNI 2847-2013 Ps 11.4.6.3.

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{3} A_g = 1935000 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps 21.3.4.2 spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$d/4$	$= 5923/4$	$= 1480 \text{ mm}$
8D tul. longitudinal	$= 8 \cdot 22$	$= 176 \text{ mm}$
24D tul. Transversal	$= 24 \cdot 16$	$= 384 \text{ mm}$
atau 300 mm		

Maka dicoba menggunakan jarak antar tulangan geser sebesar 160 mm.

$$A_v = 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 = 0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{v_{\min}} &= 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w \cdot s_{pakai}}{f_y} = 0,062 \sqrt{50} \frac{890 \cdot 160}{400} \\ &= 156,072 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Namun tidak boleh kurang dari } (0,35b_w S) / f_y \\ &= (0,35 \cdot 890 \cdot 160) / 400 \\ &= 124,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba tulangan geser 1 lapis.

$$A_{v_x} = n \cdot A_v = 1 \cdot 201,14 \text{ mm}^2 = 201,14 \text{ mm}^2 > A_{v_{\min}}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{201,14 \cdot 400 \cdot 5923}{160} \\ &= 2978422,857 \text{ N} > V_{s_{\min}} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser D16-160

Perhitungan Tulangan Puntir Penampang Top Cross Beam

Gaya dalam torsi yang bekerja pada *pylon*.

$$T_u = 884,63 \text{ kNm}$$

Kontrol terhadap pengaruh puntir, apakah dapat diabaikan.

$$A_{cp} = 5805000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(6000+2000)\text{mm} = 18000 \text{ mm}$$

$$x_1 = 2000\text{mm} - 2(50+0,5 \cdot 16)\text{mm} = 1884 \text{ mm}$$

$$x_2 = 6000\text{mm} - 2(50+0,5 \cdot 16)\text{mm} = 5884 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (1884 \cdot 5884)\text{mm}^2 = 11085456 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2(1884+5884)\text{mm} = 15536 \text{ mm}$$

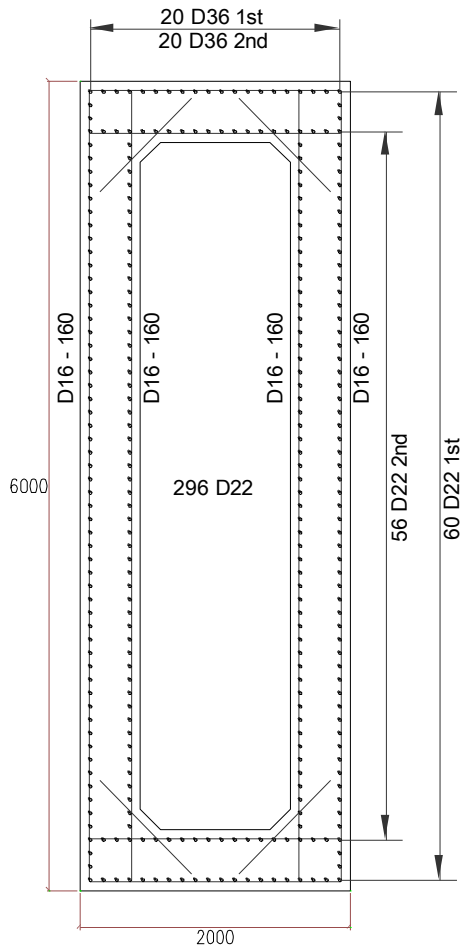
$$\emptyset = 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}$$

$$\begin{aligned}
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Ps 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{50} \left(\frac{5805000^2}{18000} \right) \\
 &\leq 933929219,7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$884,63 > 933,92 \text{ kNm}$$

Maka tidak diperlukan tulangan puntir.

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.67 berikut ini.



Gambar 7.67 Desain penampang *top cross beam*

7.7.5 Analisa *Lower Cross Beam*

Mutu Beton (f'_c) = 50 MPa

Mutu Tulangan (f_y) = 400 MPa

Luas Penampang (A_g) = 3,716 m²

Modulus Elastisitas = $4700\sqrt{f'_c}$ = 33234,02 MPa

Berikut adalah gaya dalam yang bekerja pada balok *lower cross beam* hasil dari analisa struktur menggunakan program MIDAS CIVIL.

$$\begin{aligned} P_u &= 46693,8 \text{ kN} \\ M_y &= 52849,95 \text{ kNm} \\ M_z &= 1787,22 \text{ kNm} \\ T_u &= 187,13 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Struktur komponen yang mengalami tekan dapat diabaikan bila gaya tekan yang terjadi kurang dari :

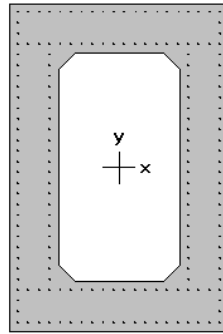
$$\begin{aligned} P_u &< 0,10 \cdot f'_c \cdot A_g \\ P_u &< 0,10 \cdot 50 \cdot 3,716 \cdot 10^6 \\ P_u &< 18581100 \text{ N} \\ 46693,8 &< 18581,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, gaya aksial tekan tidak dapat diabaikan.

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D22 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$), sedangkan untuk tulangan geser menggunakan Ø16 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$).

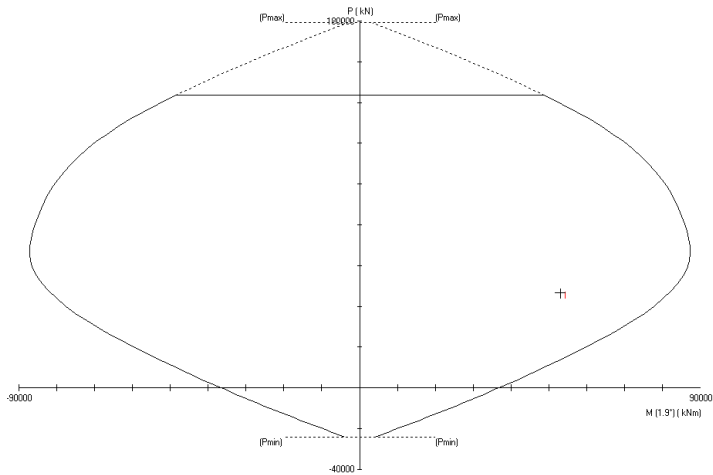
Penampang balok akan dianalisa menggunakan *SpColumn* untuk mengontrol akibat beban aksial dan momen, untuk lebih jelasnya lihat Gambar 7.68 berikut ini.

Direncanakan jumlah tulangan 176 D22 dengan As tulangan $66903,4 \text{ mm}^2$ (1,798%)



2000 x 3000 mm
1.80% reinf.

Gambar 7.68 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 7.69 Grafik diagram interaksi *SpColumn*

Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{b_w - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n - 1}$$

$$= \frac{2000 - 2.50 - 2.16 - 20.22}{20 - 1}$$

$$= 65 \text{ mm} \dots (\text{OK}) > 40 \text{ mm}$$

Tulangan Geser

$$P_u = 46693,8 \text{ kN}$$

$$V_u = 6332,57 \text{ kN}$$

Kuat geser beton menurut SNI 2847-2013 Ps 11.2.1.2

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{46693,8 \cdot 10^3}{14 \cdot 3716 \cdot 10^6} \right) \lambda \sqrt{50} \cdot 890 \cdot 2923$$

$$= 5933791,903 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 5933791,903 \text{ N}$$

$$= 5043723,117 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \cdot 5043723,117 \text{ N}$$

$$= 2521861,559 \text{ N}$$

$$= 2521,861 \text{ kN}$$

Nilai $\frac{1}{2} \phi V_c < \phi V_c < V_u$

Maka perlu tulangan geser. Lihat SNI 2847-2013 Ps 11.4.7.2.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps 21.3.4.2 spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$d/4 = 2923/4 = 730 \text{ mm}$$

$$8D \text{ tul. longitudinal} = 8 \cdot 22 = 176 \text{ mm}$$

$$24D \text{ tul. Transversal} = 24 \cdot 16 = 384 \text{ mm}$$

atau 300 mm

$$V_u \leq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = (V_u/\phi) - V_c$$

$$\begin{aligned} V_s &= (6332,57 \cdot 10^3 / 0,85) - 5933791,903 \text{ N} \\ &= 1516290 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan 1 sengkang

$$A_v = 1(0,25 \cdot \pi \cdot \phi^2) = 4(0,25 \cdot \pi \cdot 22^2) = 201,142 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}, \text{ maka}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{201,142 \cdot 400 \cdot 2923}{1516290} = 155,09 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = d/2 = 2923/2 = 1461,5 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser D16-150

Perhitungan Tulangan Puntir Penampang Top Cross Beam

Gaya dalam torsi yang bekerja pada *pylon*.

$$T_u = 187,13 \text{ kNm}$$

Kontrol terhadap pengaruh puntir, apakah dapat diabaikan.

$$A_{cp} = 3716220 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(3000+2000)\text{mm} = 10000 \text{ mm}$$

$$x_1 = 2000\text{mm} - 2(50+0,5 \cdot 16)\text{mm} = 1884 \text{ mm}$$

$$x_2 = 3000\text{mm} - 2(50+0,5 \cdot 16)\text{mm} = 2884 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (1884 \cdot 2884)\text{mm}^2 = 5433456 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2(1884+2884)\text{mm} = 9536 \text{ mm}$$

$$\phi = 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}$$

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Ps 11.5.1}$$

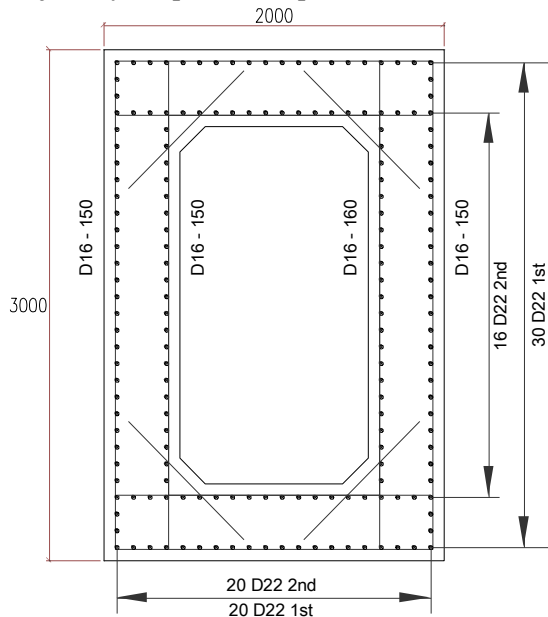
$$\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{50} \left(\frac{3716220^2}{10000} \right)$$

$$\leq 688945476,3 \text{ Nmm}$$

$$884,63 > 688,94 \text{ kNm}$$

Maka tidak diperlukan tulangan puntir.

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 7.70 berikut ini.



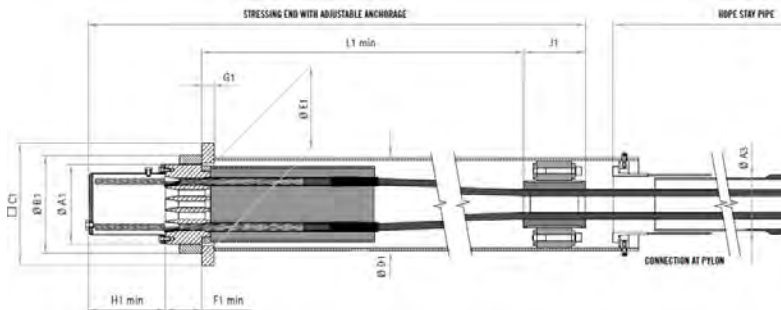
Gambar 7.70 Desain penampang *lower cross beam*

7.7.6 Analisa Anker Pada *Pylon*

Anker dipasang sesuai dengan jumlah strand kabel yang telah dihitung. Analisa ini meliputi cek tegangan pada beton saat pemberian gaya tarik (*stressing*). Berikut adalah nilai gaya tarik dan anker dapat dilihat pada Tabel 7.33.

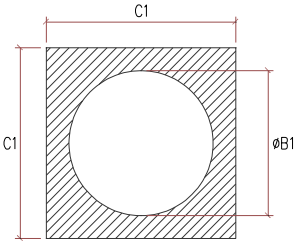
Tabel 7.33 Hasil analisa gaya tarik dari A_{pakai}

Kabel	Force (kN)
S7, M7	6578,62
S6, M6	5823,49
S5, M5	5965,64
S4, M4	5953,47
S3, M3	4609,82
S2, M2	4673,80
S1, M1	4535,40

**Gambar 7.71** Detail anker VSL SSI 2000 untuk *pylon*

Stay					Stressing End										
TENDON UNIT	Number of strands n	Minimum breaking load kN	Force at 45% kN	Transverse force kN	TENDON UNIT	Ø A1 mm	Ø B1 mm	C1 mm	Ø D1 mm	Ø E1 mm	F1 min mm	G1 mm	H1 min mm	I1 mm	L1 min mm
6-12	12	3,348	1,507	50	6-12	190	230	290	219.1/6.3	196	85	30	235	160	1,500
6-19	19	5,201	2,385	80	6-19	235	285	355	267/6.3	241	100	35	245	190	1,750
6-22	22	6,138	2,762	90	6-22	255	310	385	298.5/7.1	261	110	40	245	210	1,900
6-31	31	8,649	3,892	130	6-31	285	350	440	323.9/7.1	291	130	45	275	210	2,100
6-37	37	10,323	4,645	150	6-37	310	380	485	355.6/8.0	316	140	50	295	210	2,300
6-43	43	11,997	5,399	180	6-43	350	425	540	406.4/8.8	356	145	55	305	210	2,550
6-55	55	15,345	6,905	230	6-55	385	470	585	419/10	391	165	60	325	260	2,650
6-61	61	17,019	7,659	250	6-61	385	470	600	419/10	391	180	65	345	260	2,850
6-73	73	20,367	9,165	300	6-73	440	530	680	508/11	446	180	75	345	290	3,050
6-85	85	23,715	10,672	350	6-85	440	540	710	508/11	446	210	80	375	290	3,150
6-91	91	25,389	11,425	375	6-91	490	590	760	559/12.5	496	195	80	385	320	3,400
6-109	109	30,411	13,685	450	6-109	505	610	785	559/12.5	511	215	80	400	320	3,550
6-127	127	35,433	15,945	525	6-127	580	670	865	610/12.5	566	255	95	410	340	3,950

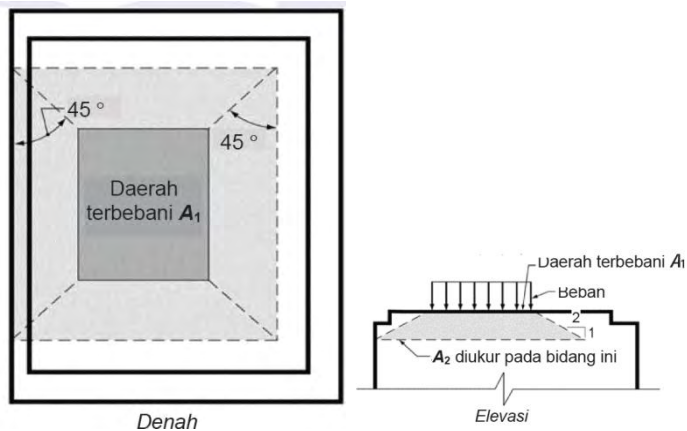
Gambar 7.72 Spesifikasi teknis anker VSL SSI 2000 untuk pylon



Gambar 7.73 Dimensi anker

Tabel 7.34 Data anker yang dipakai

Anker	43	55	61
ØB1 (mm)	425	470	470
C1 (mm)	540	585	600



Gambar 7.74 Penerapan piramida terpancung untuk mencari A_2 dalam tumpuan berundak atau miring.

Contoh perhitungan anker digunakan S_7 yang mempunyai gaya paling besar.

Data perencanaan :

$$P = 6578,62 \text{ kN}$$

$$H = 1480 \text{ mm}$$

$$\text{ØB1} = 470 \text{ mm}$$

$$A_2 = H \times H \\ = 2190400 \text{ mm}^2$$

$$C1 = 600 \text{ mm}$$

$$A_1 = (C1 \times C1) - \text{Area } \text{ØB1} \\ = (600 \times 600) - (0,25 \cdot \pi \cdot 540^2) \\ = 186435,71 \text{ mm}^2$$

Pemberian gaya tarik dilakukan pada saat beton berusia 14 hari, dengan kuat tekan beton diperkirakan 85% f'_c .

$$f'_c = 85\% \times 50 \text{ MPa} \\ = 42,5 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cp} &= 0,8 \cdot f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 0,2 \\
 &= 0,8 \cdot 50 \sqrt{\frac{2190400}{186435,71}} - 0,2 \\
 &= 115,54 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan dibawah pelat anker :

$$f_t = \frac{P}{A_1} = \frac{6578,62}{186435,71} = 35,28 \text{ MPa} < f_{cp} \dots \text{OK}$$

Untuk perhitungan masing-masing anker ditampilkan pada Tabel 7.35 berikut ini.

Tabel 7.35 Kontrol tegangan beton pada saat *stressing*

Kabel	Anker	Force	f_{cp}	f_t	Kontrol
	(Strand)	(kN)	(MPa)	(MPa)	($f_t < f_{cp}$)
S7, M7	61	6578,62	115,54	35,29	OK
S6, M6	55	5823,49	121,58	34,53	OK
S5, M5	55	5965,64	121,58	35,37	OK
S4, M4	55	5953,47	129,17	39,77	OK
S3, M3	43	4609,82	129,17	30,80	OK
S2, M2	43	4673,80	129,17	31,23	OK
S1, M1	43	4535,40	129,17	30,30	OK

BAB VIII KESIMPULAN

8.1 Ringkasan

Dari seluruh analisa dan kontrol yang telah dilakukan dalam mendesain jembatan *multi-span cable-stayed* ini, dapat dilihat ringkasan hasil tugas akhir, yang disajikan sebagai berikut:

1. Jembatan memiliki panjang total 960 m yang meliputi bentang tepi 2@120 m dan bentang utama 3@240 m dengan lebar jembatan 20,5 m 4UD2.
2. Pelat lantai kendaraan berupa pelat beton bertulang dengan *steeldeck*, tebal pelat adalah 25 cm dengan tulangan lentur daerah lapangan D10-200 dan tulangan lentur daerah tumpuan D19-200. Tulangan susut atas dan bawah Ø10-250.
3. Tiang sandaran berupa baja profil WF 125.60.6.8 dengan tinggi 1,2 m, sedangkan untuk pipa sandaran berupa profil pipa baja dengan dimensi Ø 60,5 mm.
4. Gelagar memanjang komposit berupa baja profil WF 350.175.7.11, jarak antar gelagar memanjang 1,75 m, sambungan gelagar memanjang terhadap gelagar melintang berupa sambungan baut tipe friksi M16 F10T dengan pelat siku L 100.100.20, jumlah stud 40 buah sepanjang gelagar dengan 2 stud per gelombang *steeldeck*.
5. Gelagar melintang komposit berupa baja *plate girder* 1000.400.20.30, jarak antar gelagar melintang 4 m, sambungan gelagar memanjang terhadap gelagar utama berupa sambungan las $a = 1,37$ cm, sedangkan sambungan gelagar melintang terhadap gelagar melintang pada jarak 90 cm dari tumpuan berupa baut tipe tumpu Ø20 mm, jumlah stud sebanyak 208 sepanjang gelagar dengan jumlah stud tiap baris 2 buah.
6. Permodelan struktur utama jembatan dan *staging analysis* menggunakan *fishbone model*.
7. Metode pelaksanaan menggunakan *balanced cantilever* dengan menggunakan *form traveler* tipe *overhead*. *Staging*

analysis atau analisa metode pelaksanaan memanfaatkan program MIDAS CIVIL metode *backward solution*.

8. Gelagar utama berupa *rectangular twin box girder* 2100.1500.60.60 dengan pengaku 200.20. Sambungan antar gelagar utama berupa sambungan baut Ø35 mm.
9. Jembatan masih mampu menahan beban statik dan dinamis (gempa) saat jembatan diasumsikan satu kabel putus, dengan rasio kombinasi lentur dan aksial adalah $0,96 < 1,00$.
10. Stabilitas aerodinamis jembatan menunjukkan frekuensi alami lentur (f_B) = 0,867 Hz dan torsi (f_T) = 0,95 Hz; efek *vortex-shedding* masuk dalam kategori A (dapat diterima → Gambar 7.44 dan 7.45) dan efek *flutter* menghasilkan V_{kritis}
 $V_{actual} = 44,65 \text{ m/dt} > V_{rencana} = 37 \text{ m/dt}$ yang artinya tidak terjadi ayunan/*flutter*.
11. Digunakan kabel *VSL SSI 2000 7-wire strand*, tipe ASTM A 416-05 Grade 270 dengan jumlah *strand* bervariasi mulai dari 43, 55 dan 61 untai *strand*.
12. Anker pada *deck* dan *pylon* menggunakan tipe DRT *Stay Cable System* SSI 2000.
13. Struktur *pylon* terdiri atas :
 - a. Kolom *pylon hollow* 4x3 m dengan tulangan terpasang 260D36 (3,118 %) ditambah 20D36 sebagai tulangan puntir, dan sengkang 3D22-250 arah y dan 10D22-250 arah z;
 - b. Kaki *pylon* 4x3 m dengan tulangan terpasang 260D36 (2,21 %) ditambah 20D36 sebagai tulangan puntir, dan sengkang 4D22-250 arah z;
 - c. *Top cross beam* didesain sebagai penampang *hollow* 2x6 m dengan tulangan terpasang 296D22 (1,76 %) dan sengkang D16-160;
 - d. *Lower cross beam* didesain sebagai penampang *hollow* 2x3 m, dengan tulangan terpasang 176D22 (1,798 %) dan sengkang D16-150.

8.2 Kesimpulan

Dari Tugas Akhir ini dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Analisa menggunakan *fishbone model* mampu mengurangi banyak *Degree of Freedom* (DOF) pada program bantu.

Tabel 8.1 Perbandingan *fishbone model* dan *full model*

	Jumlah <i>node</i> (DOF)	Jumlah <i>element</i>	Lama <i>perform</i> <i>analysis</i>
<i>Fishbone model</i>	690	868	30,77 sec
<i>Full model</i>	5608	9250	740,76 sec

2. Dengan *fishbone model* kinerja program bantu seperti MIDAS dalam menganalisis struktur menjadi semakin ringan dan cepat (efektif).

```
YOUR MIDAS JOB IS SUCCESSFULLY COMPLETED
TOTAL SOLUTION TIME...: 30.77 [SEC]
```

Gambar 8.1 *Perform analysis* untuk *fishbone model*

```
YOUR MIDAS JOB IS SUCCESSFULLY COMPLETED
TOTAL SOLUTION TIME...: 740.76 [SEC]
```

Gambar 8.2 *Perform analysis* untuk *full model*

3. Dengan *fishbone model* desain pembebanan juga menjadi lebih mudah dan sederhana.
4. Pada Tugas Akhir ini didapatkan hasil gaya-gaya dalam dengan analisis *fishbone model* yang masuk akal dan dapat diterima jika dilihat dari apa yang sudah dihitung dan dikontrol pada perhitungan gelagar utama, kabel dan struktur *pylon*.

5. *Fishbone model* telah dibuktikan dapat digunakan, seperti pada *Tatara Bridge* di India dan *Nhat Tan Bridge* di Vietnam yang keduanya didesain menggunakan *fishbone model*.
6. *Displacement* atau perpindahan arah X sebesar 0,42 m sehingga diperlukan *expansion joint* pada pertemuan antara jembatan utama dan jembatan pendekat.

8.3 Saran

Dalam pengerjaan tugas akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, maka dari itu perlu adanya hal-hal yang harus diperhatikan agar perencanaan atau desain sejenis dapat lebih baik lagi, hal-hal tersebut antara lain :

1. Dalam penggunaan *fishbone model* perlu dipelajari lebih lanjut dan mendalam, agar analisis desain jembatan menjadi lebih akurat.
2. Kasus dan jenis beban dapat ditambah agar desain menjadi lebih teliti dan mampu mengantisipasi keadaan yang paling kritis.
3. Selain dilakukan analisa dinamis (stabilitas aerodinamis) akibat beban angin yang dikontrol menggunakan rumus empiris, perlu juga dilakukan uji menggunakan *wind tunnel* dengan jembatan berskala.

DAFTAR PUSTAKA

- Arnaud S., Matsunaga N., dan Ragaru J.-P. 2008. "*Behavior of a multiple spans cable-stayed bridge*". Ingerosec Corp., Tokyo, Japan.
- Beneus E, dan Koc I. 2014. *Innovative road bridges with steel sandwich decks*. Göteborg, Chalmers University of Technology.
- Brockenbrough, R.L., dan Merrit F.S. 2011. *Structural Steel Designer's Handbook-Fifth Edition*. New York, Mc Graw Hill dan ASCE Press.
- Chen, W.F., dan Duan Lian. 2014. *Bridge Engineering Handbok Second Edition-Superstructure Design*. New York, Taylor & Francis Group.
- Gimsing, Neils J. . 1983. *Cable Suported Bridge Concept and Design*. Denmark, John Wiley and Sons Ltd.
- Gimsing, Neils J. , dan Christos T. Georgakis. 2012. *Cable Suported Bridge Concept and Design Third Edition*. Denmark, John Wiley and Sons Ltd.
- Haldania, Ravi. 2007. *Cable Stayed Bridges*. IIT-Powai, Dept. of Civil Engineering.
- Harwijono, Hidayat Soegihardjo, dan Djoko Irawan. 2007. Kuliah Rekayasa Jembatan Bentang Panjang PS1391 (ed. Mei, 2007). Surabaya, ITS.
- Hendri. 2011. "Desain Jembatan *Cable Stayed* Malangsari-Banyuwangi dengan *Two Vertical Planes System*". Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Maina V., Taki N., Tokuchi T., Matsuno K., dan Nishi T. 2014. "*CONSTRUCTION STAGE ANALYSIS FOR THE NHAT TAN BRIDGE*". *Istanbul Bridge Conference*, Turkey.
- Nugroho, Gary. 2015. "Desain Struktur Jembatan *Semi-Harp Pattern Cable Stayed* Bedadung-Jember dengan *Double Planes System* Menggunakan Dek Baja". Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

- Parke, Gerard, dan Nigel Hewson. 2008. *ICE Manual of Bridge Engineering Second Edition*. London, Thomas Telford Ltd.
- S. Arnaud, N. Matsunaga, S. Nagano & J.-P. Ragaru. 2008. “*Behavior of a multi spans cable-stayed bridge*” Ingerosec Corp., Tokyo, Japan
- Stahl, F.L., and Gagnon, C.P. 1996. *Cable Corrosion in Bridges and Other Structures*. New York, American Society of Civil Engineer.
- Standar Nasional Indonesia. Standar Pembebanan untuk Jembatan. RSNI T-02-2005. Departemen PU Dirjen Bina Marga.
- Standar Nasional Indonesia. Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan. RSNI T-03-2005. Departemen PU Dirjen Bina Marga.
- Standar Nasional Indonesia. Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan. RSNI T-12-2004. Departemen PU Dirjen Bina Marga.
- Standar Nasional Indonesia. Standar Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa. RSNI 2833-201X. Departemen PU Dirjen Bina Marga.
- Standar Nasional Indonesia. Tata Cara Pelaksanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung. SNI 1729-2002. Departemen Pekerjaan Umum.
- Standar Nasional Indonesia. Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural. SNI 1729-2015. Badan Standarisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung. SNI 03-2847-2002.
- Standar Nasional Indonesia. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. SNI 2847-2013. Badan Standarisasi Nasional.
- Troitsky, M.S. .1988. *Cable-stayed Bridge Theory and Design*. London, BSp Professional Books.
- Virlogeux, M. 2001. “*Bridges with multiple cable-stayed spans*”. In Structural Engineering International 1/2001, IABSE

- Walther, R. , Houriet, Isler, Moia, Klein. 1999. *Cable Stayed Bridge Second Edition*. London, Thomas Telford Publishing.
- W. Podolny and J. B. Scalzi, "Construction and Design of Cable Stayed Bridges," John Wiley and Sons, New York, 1986.

VSL SSI 2000 STAY CABLE SYSTEM



DESIGN
ENGINEERING
SUPPLY
INSTALLATION
MONITORING

VSL LEADS THE WAY WITH A NEW STAY CABLE TECHNOLOGY



Uddevalla Bridge – Sweden, 1998 Stay cables installed strand-by-strand and equipped with anti-vibration friction dampers.



Sunshine Skyway Bridge – USA, 1986
Supply of post-tensioning and stay cables. Cables anchored to the pylon by saddles and equipped with hydraulic dampers.

VSL, a specialist stay cable contractor

Leader in the field of post-tensioning and related engineering, VSL operates as a world-wide network through 40 subsidiaries located on 5 continents. Its post-tensioning systems have been used throughout the world since 1956, earning a well-merited reputation for their quality and efficiency.

The SSI 2000 system reflects VSL's development of stay cable technology to provide the best solution for ever-changing and complex engineering requirements. The system offers high fatigue resistance, excellent corrosion protection, cable force monitoring, as well as strand adjustability, inspectability and replaceability. VSL can now deliver even faster installation and erection cycles.

Increasing spanning dimensions

Because of their structural and economic advantages, more cable-stayed structures such as footbridges, bridges and suspended roofs have been built over the last 30 years. Achievable spans dimensions have also considerably increased.

Stay cables used to be factory-manufactured and assembled from parallel or locked coil wires. Then, a high-quality seven-wire prestressing strand was developed for stay-cable applications. It was used in prefabricated stay cables installed in bridges using heavy equipment. These strands are placed in a steel or HDPE pipe and protected by cement grouting. Since the performance of a cable-stayed structure essentially depends on its stay cable properties, it became necessary to improve the



technology and develop new, modern stay cable systems able to meet demands such as increased span lengths and durability.

Stringent new standards

Modern engineering is setting stringent new standards for cable-stayed bridge systems. Designers and authorities throughout the world are demanding:

- Increased stay cable durability: Critical factors are corrosion protection, good anchorage conditions, easy inspection and maintenance, replaceability and prevention of cable vibration.
- Outstanding fatigue and static load performance levels (200MPa and 300MPa stress range fatigue test for the SSI 2000 anchorage assembly and its components respectively).

- Improved aesthetics, such as the use of coloured cables.
- Integration of damping systems into the anchorage.

Main contractors benefit from optimal construction schedules thanks to:

- A design which takes into account the tight interaction between the deck erection and the stay cable installation.
- Light equipment for installation works, allowing easier operations and flexibility.

Clients benefit from integration of enhanced durability protection and easier long-term maintenance, which can provide clients with substantial savings.

The VSL SSI 2000 stay cable system is designed to meet these requirements.



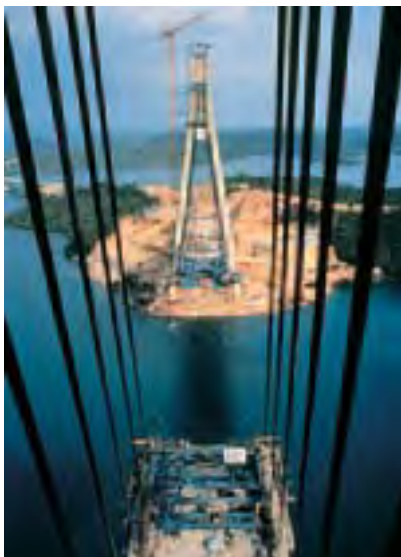
Alamo Dome Stadium Roof – USA, 1993
A typical use of stay cables for suspended roofs.



Ben Ahin Bridge – Belgium, 1988
Rotation of the entire bridge after stay cable installation.



Barrios de Luna Bridge – Spain, 1983
The cable strands are protected by grouting inside the stay pipe.



Batam Tonton Bridge – Indonesia, 1997
Package: design, supply and installation of stay cables, deck form-travellers and pylon formwork. Construction engineering for the superstructure construction.



Koshiki Daimyojin Bridge – Japan, 1993
Technical consultation and supply of the prefabricated stay cables.

VSL products and services

Stay cable structures provide owners and architects with a high level of design freedom. As a specialist stay cable contractor, VSL provides comprehensive technical assistance from the earliest stage of the preliminary studies right through to the detailed design and construction phases:

- consulting service to owners, engineers and contractors
- static analysis of the structure
- assistance in the dynamic analysis of cable vibrations and recommendation of solutions
- detailed design of the structure with optimised use of the stay cable system
- construction engineering
- geometry control during construction and final adjustment
- method statements for the construction of the structure and cable installation
- supply and installation of stay cables, with incorporation of monitoring and anti-vibration systems
- design and supply of special equipment such as formwork, launching truss, climbform, etc.
- products and services for inspection, maintenance and repair works.

VSL's capabilities, expertise and know-how are available to develop the best-adapted solutions in co-operation with all partners involved in the design, supply, installation and assembly of cable-suspended structures.

THE SSI 2000 SYSTEM'S FEATURES

Compatible with modern construction methods

Compact anchorages fully prefabricated in workshop, no anchorage component assembly on the deck, single strand installation with light equipment, easy force monitoring and adjustment.

Increased corrosion protection

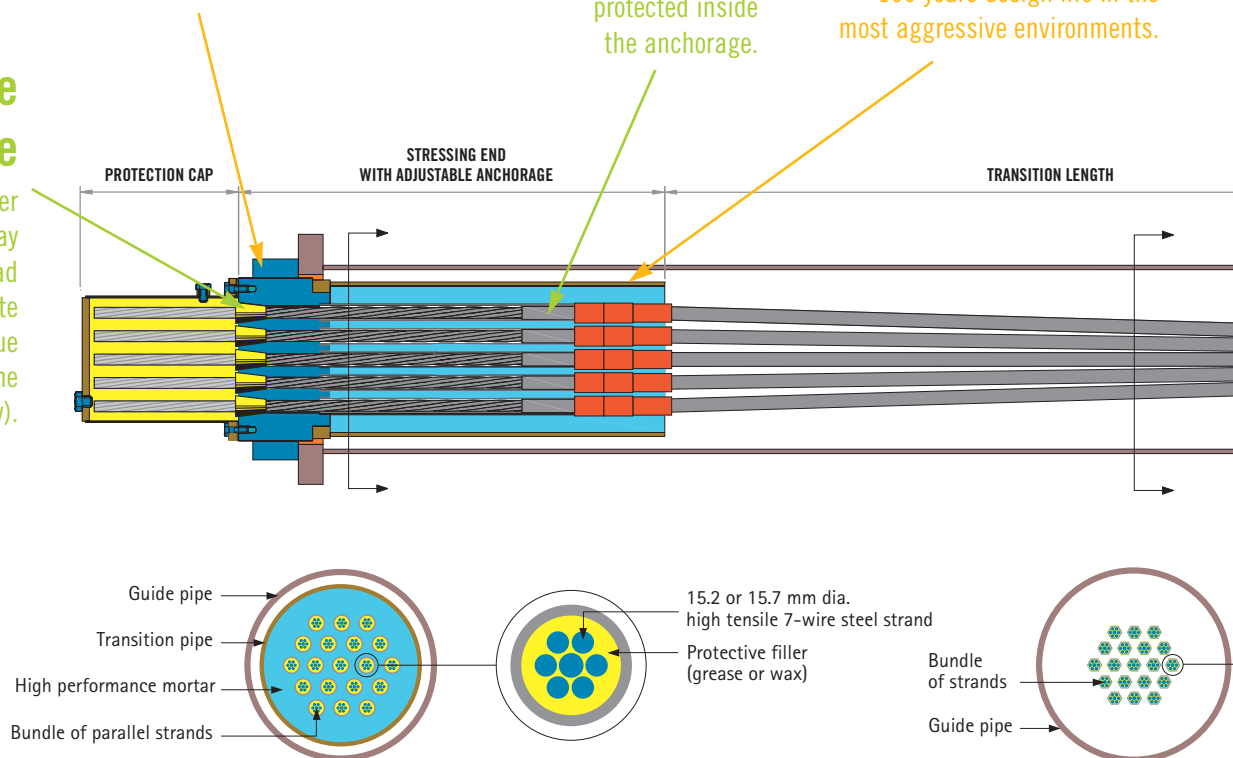
Factory-applied individual protection treatment, up to 100 years design life in the most aggressive environments.

Full encapsulation

Each strand separately protected inside the anchorage.

High fatigue resistance

200 MPa with an upper load of 45% of the stay capacity over 2×10^6 load cycles; excellent ultimate resistance after fatigue testing (min. 95% of the specified stay capacity).



SSI 2000: VSL STAY CABLE TECHNOLOGY FOR BRIDGES

The SSI 2000 stay cable system is based on the proven VSL stay cable wedge/strand anchorage technologies, which have been applied for over 20 years. Meeting the most stringent requirements, it has been used in more than 70 stay cable projects and successfully passed many full-scale tests.

Easier to use

The VSL SSI 2000 system is easier to use in all types of cable-stayed bridge designs. It incorporates multiple independent and hard-wearing protection layers to guarantee long-term performance. The system also allows

for easy inspection and, where required, cable replacement. It meets and often exceeds the requirements of the latest PTI recommendations for stay cable systems.

The system has been optimised to facilitate cable installation on site. Because it uses prefabricated anchorages, there is no anchorage component assembly on the deck or the pylon along the critical bridge erection path. These very compact anchorages permit easy installation in confined locations inside box girders or pylons. Single-strand installation and stressing are standard features of this system. The 15.2- or 15.7-mm diameter, high-tensile,

7-wire steel strand is the prime element of this stay cable. It is delivered as monostrand, i.e. greased or waxed and sheathed. The strand is factory-manufactured to VSL specifications. Either grease or wax is applied to fill the voids around wires. The strand is overlaid with a tightly extruded HDPE cover. While not required for durability, the SSI 2000 system can, on request, be delivered with a galvanised or other type of metallic coating.

Full individual encapsulation

The individual encapsulation of each strand avoids the risk of corrosion migration inside stay

Economical

Faster installation and erection cycles.
Reduced maintenance.

Increased stay anchorage protection

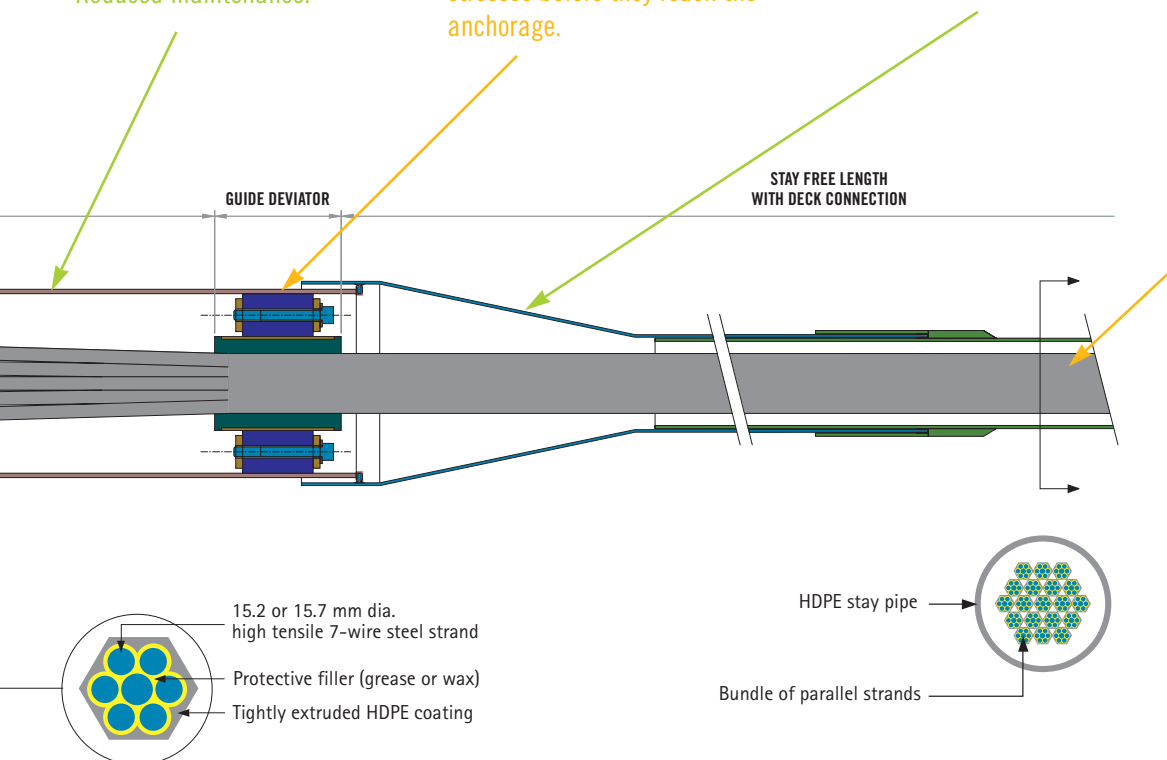
Deviator placed in the guide pipe provides an additional level of protection by filtering cable bending stresses before they reach the anchorage.

Versatile

Designed to receive in the future vibration damping systems (friction dampers) if necessary.

Replaceable strands

Ability to remove and to replace individual strands on demand.



cable areas that cannot be visually inspected. Full individual strand encapsulation is achieved by providing each strand with its own protection tube and sealing details in the anchorages. The performance of the seals can be checked at any time during the design life of the stay. This special sealing system also ensures full protection of the strand during the construction phase. The SSI 2000 system guarantees that the quality of the factory-applied individual protection treatment is maintained over the entire length of the strand: from wedge to wedge, and next to wedges where the protection treatment needs to be removed during installation.

Protections for higher durability

Anchorage details are designed to filter vibration and bending stresses in the cable before they reach the wedge anchorage. The deviator placed inside the guide pipe provides the anchorage with an additional level of protection from imposed cable rotations. The corrosion protection systems on the anchorages have been designed to provide up to 100 years of design life in the most aggressive environments.

Options

In its standard configuration, the VSL SSI 2000 stay cable system is delivered with its

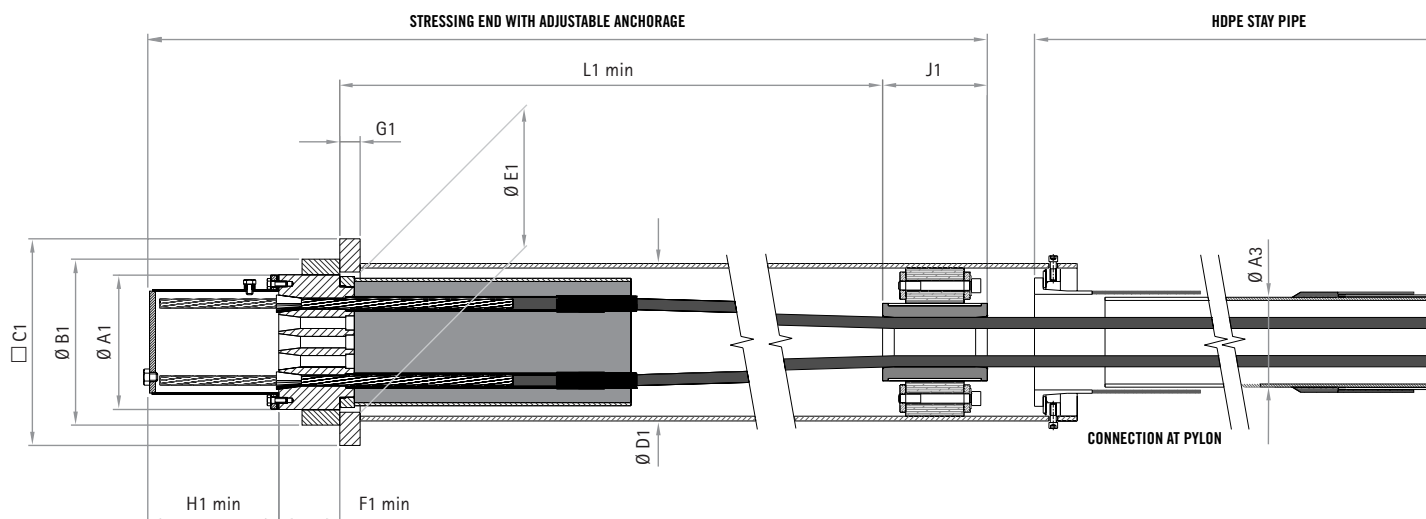
monostrands positioned inside a black HDPE stay pipe but without any metallic coating. It does not require grouting over the free length. The system can be supplied with a number of options, including: use of metal-coated (i.e. galvanised) monostrands; coloured HDPE stay pipe (co-extruded or fully coloured); special helical anti-vibration ribs on the stay pipe; stabilizing cables; special anti-vibration damper next to one end of the cable, generally at deck level for easy maintenance and designed to provide high performance and easy installation on both on new and existing bridges.

VSL SSI 2000 MAIN DIMENSIONS

SSI 2000 STRESSING AND ANCHORAGE
FOR 127 TENDON UNIT (PAPENDORPSE BRIDGE)



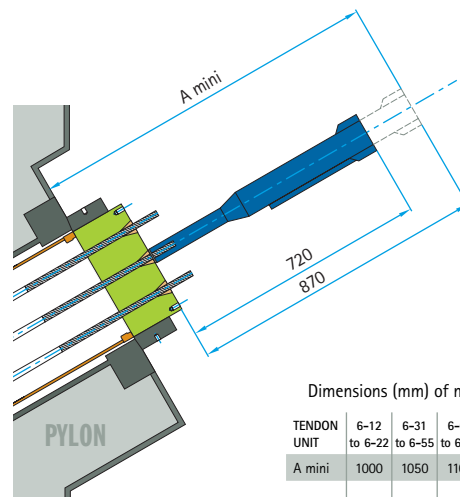
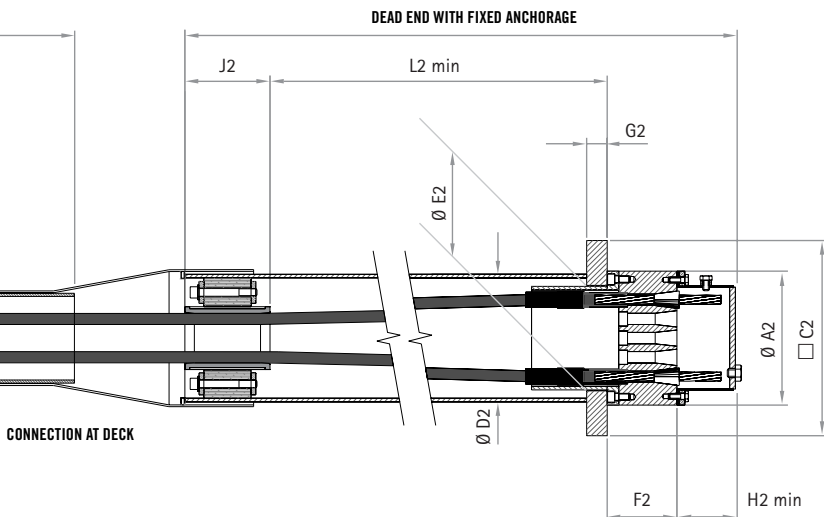
SSI 2000
DEAD END ANCHORAGE



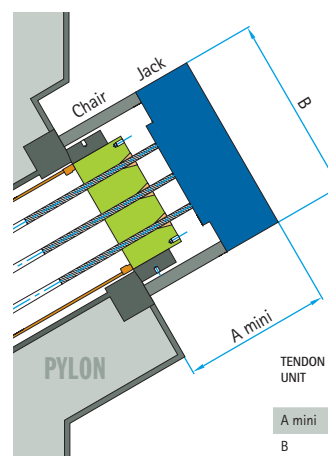
Stay

Stressing End

TENDON UNIT	Number of strands n	Minimum breaking load kN ¹	Force at 45% kN	Transverse force kN ²	TENDON UNIT	Ø A1 mm	Ø B1 mm	C1 mm ³	Ø D1 mm ⁴ ⁸	Ø E1 mm	F1 min mm ⁵	G1 mm ³	H1 min mm ⁶	J1 mm	L1 min mm
6-12	12	3,348	1,507	50	6-12	190	230	290	219.1/6.3	196	85	30	235	160	1,500
6-19	19	5,301	2,385	80	6-19	235	285	355	267/6.3	241	100	35	245	180	1,750
6-22	22	6,138	2,762	90	6-22	255	310	385	298.5/7.1	261	110	40	245	210	1,900
6-31	31	8,649	3,892	130	6-31	285	350	440	323.9/7.1	291	130	45	275	210	2,100
6-37	37	10,323	4,645	150	6-37	310	380	485	355.6/8.0	316	140	50	295	210	2,300
6-43	43	11,997	5,399	180	6-43	350	425	540	406.4/8.8	356	145	55	305	210	2,550
6-55	55	15,345	6,905	230	6-55	385	470	585	419/10	391	165	60	325	260	2,650
6-61	61	17,019	7,659	250	6-61	385	470	600	419/10	391	180	65	345	260	2,850
6-73	73	20,367	9,165	300	6-73	440	530	680	508/11	446	180	75	345	290	3,050
6-85	85	23,715	10,672	350	6-85	440	540	710	508/11	446	210	80	375	290	3,150
6-91	91	25,389	11,425	375	6-91	490	590	760	559/12.5	496	195	80	385	320	3,400
6-109	109	30,411	13,685	450	6-109	505	610	795	559/12.5	511	215	90	400	320	3,550
6-127	127	35,433	15,945	525	6-127	560	670	865	610/12.5	566	255	95	410	340	3,950



TENDON UNIT	6-12 to 6-22	6-31 to 6-55	6-61 to 6-85	6-91 to 6-109	6-127
A mini	1000	1050	1100	1150	1200



TENDON UNIT	6-12 to 6-19	6-22 to 6-37	6-31 to 6-43	6-55 to 6-61	6-61 to 6-73	6-85 to 6-91	6-109 to 6-127
A mini	1000	1000	1100	1200	1300	1350	1500
B	490	620	620	780	780	970	970

Dead End

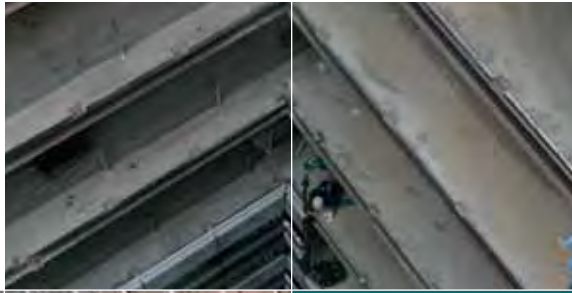
TENDON UNIT	ØA2 mm	C2 mm ³	ØD2 mm ^{4 8}	ØE2 mm	F2 mm	G2 mm ³	H2 min mm	J2 mm	L2min mm	ØA3 mm ^{4 7}	TENDON UNIT
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	125/4.9	6-12
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1,200	140/5.4	6-19
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1,350	160/6.2	6-22
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1,550	160/6.2	6-31
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1,750	180/5.6	6-37
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2,000	200/6.2	6-43
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2,050	200/6.2	6-55
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2,250	225/7.0	6-61
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2,450	250/7.8	6-73
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2,600	250/7.8	6-85
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2,800	280/8.7	6-91
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3,000	315/9.8	6-109
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3,350	315/9.8	6-127

Stay Pipe

- Forces are indicated for strand EN 10138-3 1860S7 - 16.0 (Euronorm).
- Admissible transverse force on the standard guide deviator.
- Valid for nominal concrete strength at stressing to 45% of stay capacity: 45 MPa (cube), 36 MPa (cylinder). Dimension must be checked in case of other bearing condition.
- External diameter/wall thickness.
- Minimum height of anchor head allows an adjustability of 40 mm.
- Dimensions valid for load monitoring/adjustment with multi-strand jack.
- Non-grouted stay.
- Guide pipe to be checked for the actual transverse force.

Lysaght Bondek®

Structural steel decking
system Design and
Construction Manual



- Excellent spanning capacities for greater strength and less deflection
- Acts as permanent formwork with minimal propping and no stripping of formwork
- Fast and easy to install (590mm wide)
- Works as composite slab saving on concrete and reinforcement costs



LYSAGHT

Preface

BlueScope Lysaght presents this new publication on LYSAGHT BONDEK®. We upgraded this document and design and construction information for the latest standards and construction practices.

- AS 3600:2009
- AS/NZS 1170.0:2002
- Simplified uniform arrangement for mesh and bars

Our newest release of supporting software and the Design and Construction Manual for BONDEK structural steel decking incorporates BlueScope Lysaght's latest research and development work. Improved design and testing methods have again pushed BONDEK structural steel decking to the forefront. New formwork tables are optimised for steel frame construction but are also suitable for concrete frame construction and masonry walls. Call Steel Direct on 1800 641 417 to obtain additional copies of the Design and Construction Manual and Users Guide for BONDEK Design Software. The software can be downloaded by visiting:

www.lysaght.com/bondekdesignsoftware

The following is an overview of this manual. It is structured to convey the subject in a comprehensive manner. This manual consists of eight sections. Section 1 presents the general introduction of the BONDEK and is followed by purpose and scope in Section 2. Formwork design in Section 3 discusses the concept of designing BONDEK as a formwork. Section 4 presents the concept of designing BONDEK as a composite floor slab while Section 5 discusses design of composite slab in fire. Design tables for steel framed construction are presented in Section 6. Construction and detailing issues are presented in Section 7. Relevant list of references are presented in Section 8. Finally, material specifications are documented in Appendix A.

We recommend using this manual's tables for typical design cases. If the appropriate table is not in this manual, try the LYSAGHT BONDEK design software, and LYSAGHT BONDEK design software user's guide, which are available separately through Steel Direct or contact your local technical representative.

These developments allow you to make significant improvements compared with the design methods we previously published for slabs using BONDEK.

Conditions of use

This publication contains technical information on the following base metal thicknesses (BMT) of LYSAGHT BONDEK:

- LYSAGHT BONDEK 0.6 mm thickness
- LYSAGHT BONDEK 0.75 mm thickness
- LYSAGHT BONDEK 0.9 mm thickness (Availability subject to enquiry)
- LYSAGHT BONDEK 1.0 mm thickness

Warranties

Our products are engineered to perform according to our specifications only if they are installed according to the recommendations in this manual and our publications. Naturally, if a published warranty is offered for the product, the warranty requires specifiers and installers to exercise due care in how the products are applied and installed and are subject to final use and proper installation. Owners need to maintain the finished work.

Warning

Design capacities presented in this Manual and LYSAGHT software are based on test results. They shall not be applicable to any similar products that may be substituted for LYSAGHT BONDEK. The researched and tested design capacities only apply for the yield stress and ductility of DECKFORM® steel strip supplied by BlueScope Steel and manufactured by BlueScope Lysaght to the LYSAGHT BONDEK profile specifications. For public safety only LYSAGHT BONDEK can be certified to comply with Australian, International standards and the Building Code of Australia in accordance with the product application, technical and specification provisions documented in this Design and Construction Manual.

Technical support

Contact Steel Direct on 1800 641 417 or your local BlueScope Lysaght Technical Sales Representative to provide additional information.

Contents

1. Introducing LYSAGHT BONDEK	4
2. Purpose and scope of this publication	7
3. Formwork design	8
3.1 Introduction	8
3.2 Recommended deflection limits	8
3.3 Loads for design	8
3.4 Use of spanning tables	9
3.5 LYSAGHT BONDEK maximum span tables	11
4. Composite slab design	16
4.1 Introduction	16
4.2 Design loads	16
4.2.1 Strength load combinations	16
4.2.2 Serviceability load combinations	16
4.2.3 Superimposed dead load	16
4.3 Design for strength	17
4.3.1 Negative bending regions	17
4.3.2 Positive bending regions	17
4.4 Design for durability and serviceability	17
4.4.1 Exposure classification and cover	17
4.4.2 Deflections	17
4.4.3 Crack control	18
4.5 Detailing of conventional reinforcement	18
4.6 Use of tables given in Section 6	19
5. Design for fire	20
5.1 Introduction	20
5.2 Fire resistance periods	20
5.3 Design for insulation and integrity	20
5.4 Design for structural adequacy	20
5.4.1 Design loads	20
5.4.2 Design for strength	20
5.5 Reinforcement for fire design	21
6. Design tables - steel-framed construction	23
6.1 Use of design tables	23
6.2 Interpretation of table solutions	24
6.3 Single span tables	25
6.4 Interior span tables	27
6.5 End span tables	32
7. Construction and detailing	37
7.1 Safety	37
7.2 Care and storage before installation	37
7.3 Installation of BONDEK sheeting on-site	37
7.3.1 Propping	38
7.3.2 Laying	38
7.3.3 Interlocking of sheets	38
7.3.4 Securing the sheeting platform	39
7.3.5 Installing BONDEK on steel frames	39
7.3.6 Installing BONDEK on brick supports	40
7.3.7 Installing BONDEK on concrete frames	40
7.3.8 Provision of construction and movement joints	41
7.3.9 Fastening side-lap joints	41
7.3.10 Cutting and fitting Edgeform	41
7.3.11 Cutting of sheeting	42
7.3.12 Items embedded in slabs	42
7.3.13 Holes in sheeting	43
7.3.14 Sealing	43
7.3.15 Inspection	44
7.4 Positioning and support of reinforcement	44
7.4.1 Transverse reinforcement	45
7.4.2 Longitudinal reinforcement	45
7.4.3 Trimmers	45
7.5 Concrete	46
7.5.1 Specification	46
7.5.2 Concrete additives	46
7.5.3 Preparation of sheeting	46
7.5.4 Construction joints	46
7.5.5 Placement of concrete	47
7.5.6 Curing	47
7.5.7 Prop removal	47
7.6 Finishing	47
7.6.1 Soffit and Edgeform finishes	47
7.6.2 Painting	48
7.6.3 Plastering	48
7.6.4 Addition of fire protective coating	49
7.7 Suspended ceilings & services	49
7.7.1 Plasterboard	49
7.7.2 Suspended ceiling	49
7.7.3 Suspended services	49
7.8 Fire stopping detailing	50
7.8.1 At reinforced block walls	50
7.8.2 Fire collars	50
7.9 BONDEK in post tensioned concrete-framed construction	51
7.9.1 BONDEK PT clip (post tensioned)	51
7.9.2 BONDEK rib removal at PT anchor points or stressing pans	51
7.9.3 Positioning of PT duct/cables in transverse direction	51
7.10 Architectural matters	52
7.11 Accessories	53
8. References	54
Appendix A: Material specifications	55

1.0 Introducing LYSAGHT BONDEK

LYSAGHT BONDEK is a highly efficient, versatile and robust formwork, reinforcement and ceiling system for concrete slabs. It is a profile steel sheeting widely accepted by the building and construction industry to offer efficiency and speed of construction.

New design rules have been developed for the design of LYSAGHT BONDEK acting as structural formwork for the construction of composite and non-composite slabs (where BONDEK is used as lost formwork). The rules for calculating moment capacities are based on testing performed at BlueScope Lysaght Research and Technology facility at Minchinbury.

The data obtained allowed us to include moment capacities in negative regions based on partial plastic design model. As a consequence, the span limits that previously applied to BONDEK have been increased by up to 8%.

The typical BONDEK profile and dimension of a cross section of composite slab is given in Figure 1.1 and 1.2 respectively. The section properties and the material specifications are given in Table 1.1 and 1.2 respectively.

LYSAGHT BONDEK is roll-formed from hot dipped, zinc coated, high tensile steel. The steel conforms to AS 1397, grade G550 with Z350 and Z450 coatings.

LYSAGHT BONDEK has superior spanning capacities. 1.0mm BMT LYSAGHT BONDEK can be used as a permanent formwork spanning up to 3.6m unpropped used in steel-framed construction. LYSAGHT BONDEK provides efficient reinforcement in slab construction for steel-framed buildings, concrete-framed buildings and in buildings with masonry load bearing walls. The excellent shear bond resistance developed between BONDEK ribs and concrete enables highly efficient composite action to be achieved in a composite BONDEK slab.

LYSAGHT BONDEK composites slabs can be designed to achieve a fire-resistance of up to 240 minutes. For fire resistance levels of 90 and 120 minutes, the BONDEK ribs contribute significantly to the resistance of the slab in fire.

Composite slabs incorporating LYSAGHT BONDEK can be designed in a number of ways:

- Using the design tables given in this manual.
- Calculate from first principles using the relevant Australian Standards, Eurocodes and data from the current LYSAGHT BONDEK design software.
- Contact Steel Direct on 1800 641 417 or your local BlueScope Lysaght Technical Sales Representative to provide additional information.

However, if in doubt you should get advice from a specialist where required.

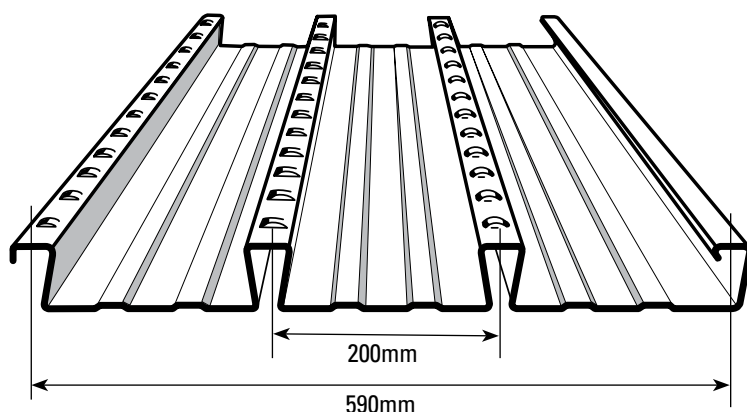


Figure 1.1
LYSAGHT BONDEK profile.

Design Advantages include:

- Excellent spanning capacities for greater strength and less deflection
- Acts as permanent formwork with minimal propping and no stripping of formwork face is required
- Fast and easy to install (590mm wide) with less handling required
- Works as reinforcement with composite slab saving on concrete and reinforcement costs
- Ribs at 200mm centres creating a safe working platform with slip resistant embossments on the ribs
- Advanced Design for Fire Resistance
- New BONDEK design software gives added flexibility and ease of design
- Backed by a BlueScope Steel warranty
- Nationwide technical support

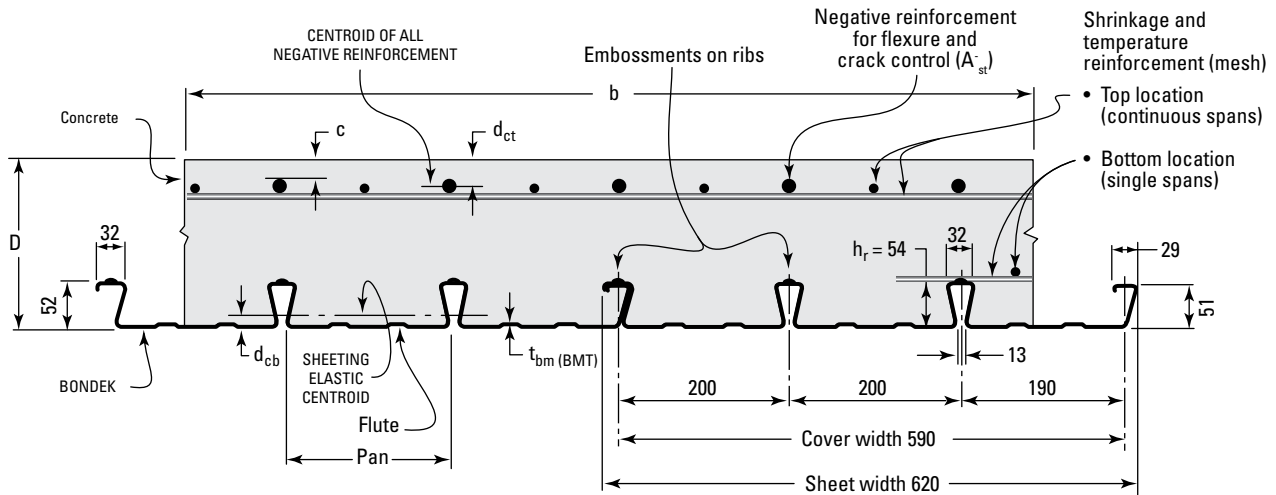


Figure 1.2
BONDEK dimensions (2 sheets shown)
(Fire reinforcement is not shown, see Chapter 5)

Table 1.1
LYSAGHT BONDEK section properties

	Thickness BMT (mm)	Cross-sectional area of BONDEK A_{sh} (mm ² /m)	Sheeting Elastic Centroid d_{cb} (mm)
1.0 BMT BONDEK	1.0	1678	15.5
0.9 BMT BONDEK	0.9	1503	15.4
0.75 BMT BONDEK	0.75	1259	15.3
0.6 BMT BONDEK	0.6	1007	15.2

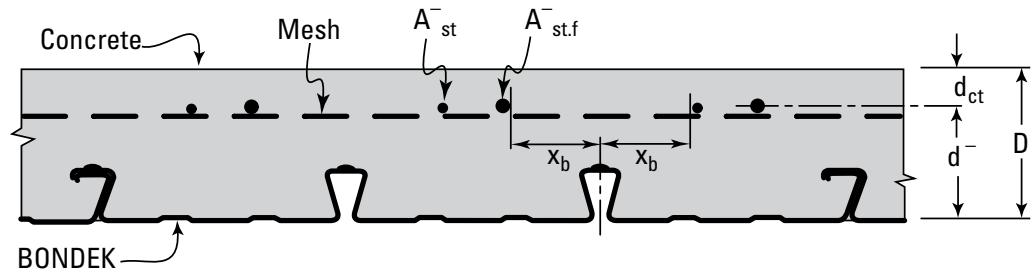
Table 1.2

Material specification (based on Z350)				
Thickness (mm)	Mass		Yield Strength MPa	Coverage m ² /t
0.6	8.52	5.03	550	117.31
0.75	10.50	6.20	550	95.24
0.9	12.48	7.36	550	80.16
1.0	13.79	8.14	550	72.50

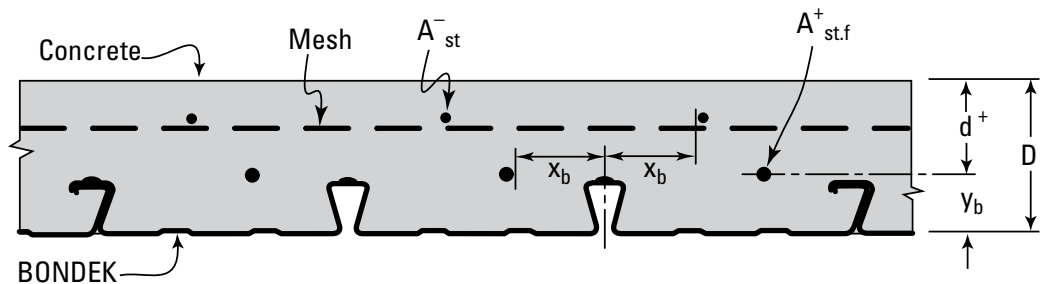
5.5 Reinforcement for fire design

The arrangement of additional fire reinforcement for fire design is shown in Figure 5.1.

- Some additional reinforcement may be necessary in some rare cases, in addition to any mesh and negative reinforcement required by our tables for composite slab design.
- D500L reinforcement is ignored in our design tables as fire reinforcement at all locations where significant elongation of reinforcement is expected
- The location of reinforcement A_{st}^- for Fire detail 1 is in a single top layer at a depth of d_{ct} below the slab top face (refer to Figure 5.1). This detail is applicable to continuous slabs only, this option is used for interior spans in our design tables.
- The location of reinforcement A_{st}^+ for Fire detail 2 is in a single bottom layer at a distance of y_b above the slab soffit (refer to Figure 5.1). This option is used for single spans and end spans of continuous slabs in our design tables.
- The cross-sectional area of the additional reinforcement for fire design is designated $A_{st.f}^+$ in our tables (D500N with bar diameter = 12 mm or less).
- The negative reinforcement (A_{st}^-) and the additional fire reinforcement ($A_{st.f}^+$ or $A_{st.f}^-$ as applicable), shall be located as shown in Figure 5.1 & 5.2.
- Location of mesh is at bottom for single spans and top for continuous spans. (See also Figure 1.2)

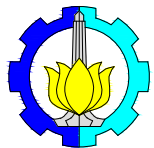
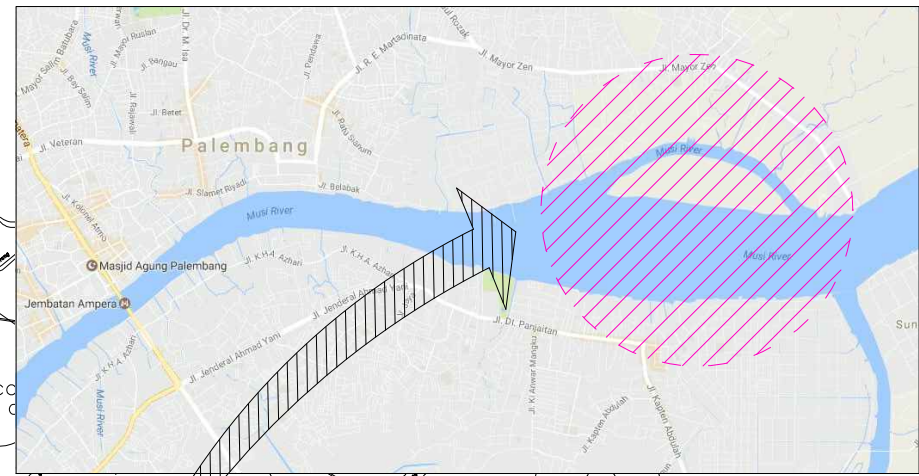


Fire Detail 1



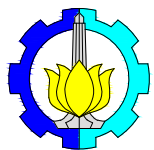
Fire Detail 2

Figure 5.1
Details of reinforcement for fire design



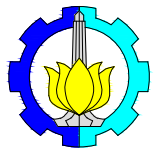
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	PETA LOKASI JEMBATAN MUSI III		1 - 100000	DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	



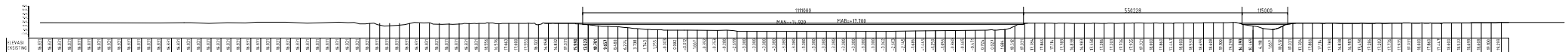
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	KONSEP DESAIN JEMBATAN MUSI III EKSISTING	-		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	

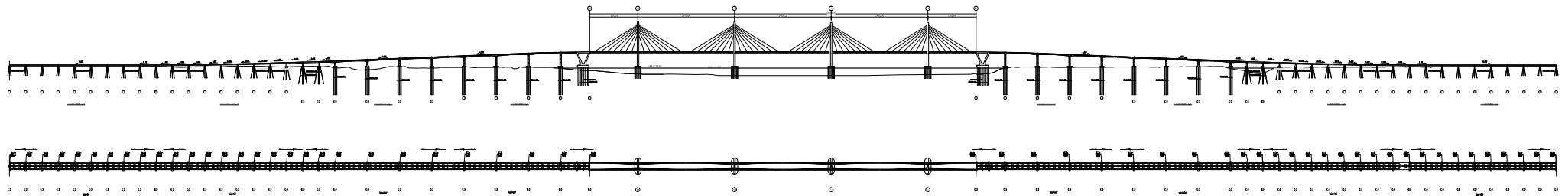


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

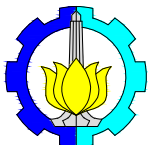
JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR M3	JUMLAH LEMBAR 34	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004 PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	4 - 34					
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	KONSEP DESAIN JEMBATAN MUSI III EKSISTING	-		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	



1
M3 POTONGAN MELINTANG SUNGAI
SKALA 1 : 15000

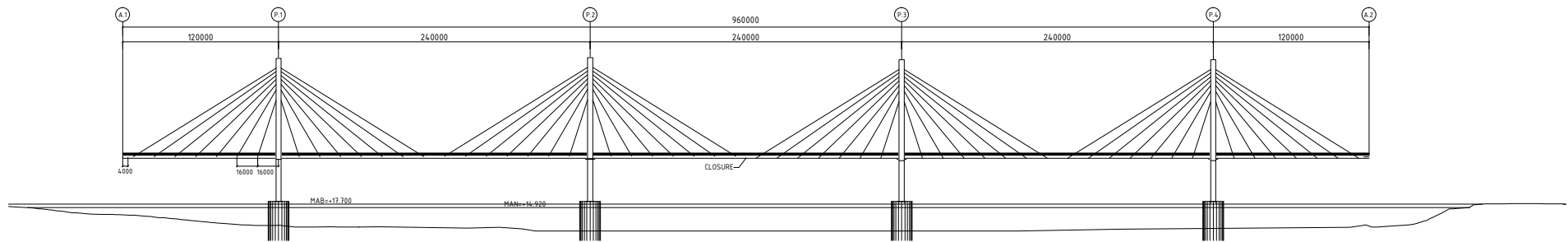


1
M3 TAMPAK SAMPING JEMBATAN MUSI III
SKALA 1 : 15000

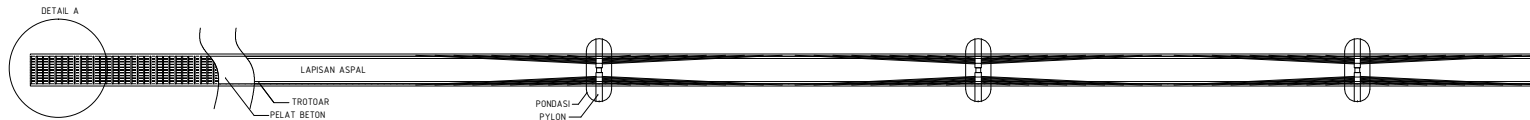


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR M3	JUMLAH LEMBAR 34	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004 PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR		5 - 34	MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR	1 : 15000	DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	
GAMBAR	PROFIL SUNGAI DAN TAMPAK SAMPING JEMBATAN MUSI III						

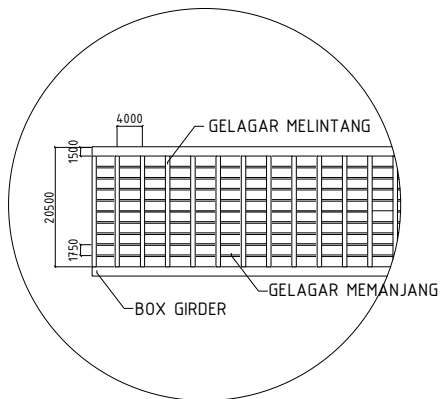


2
M3 TAMPAK SAMPING JEMBATAN CABLE-STAYED
SKALA 1 : 5000

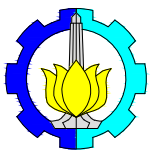


2
M3 TAMPAK ATAS JEMBATAN CABLE STAYED
SKALA 1 : 5000

DETAIL A



2
M3 DETAIL A
SKALA 1 : 1250



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

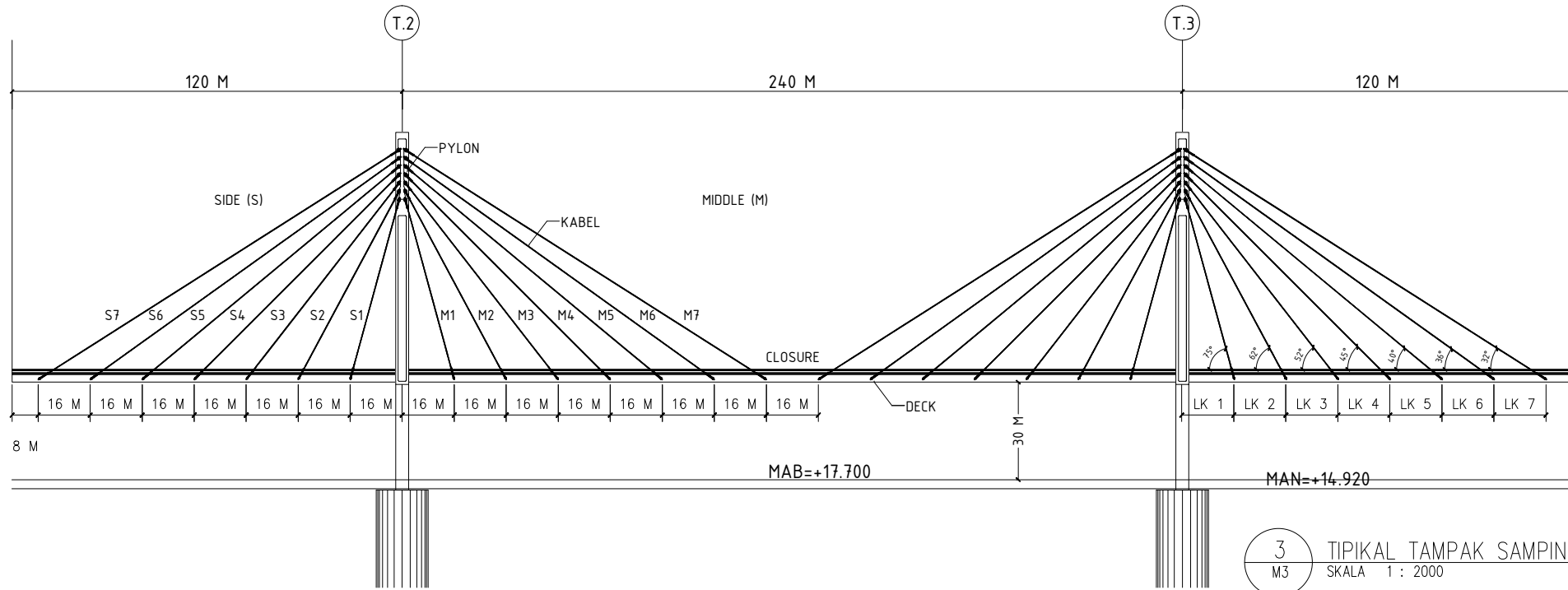
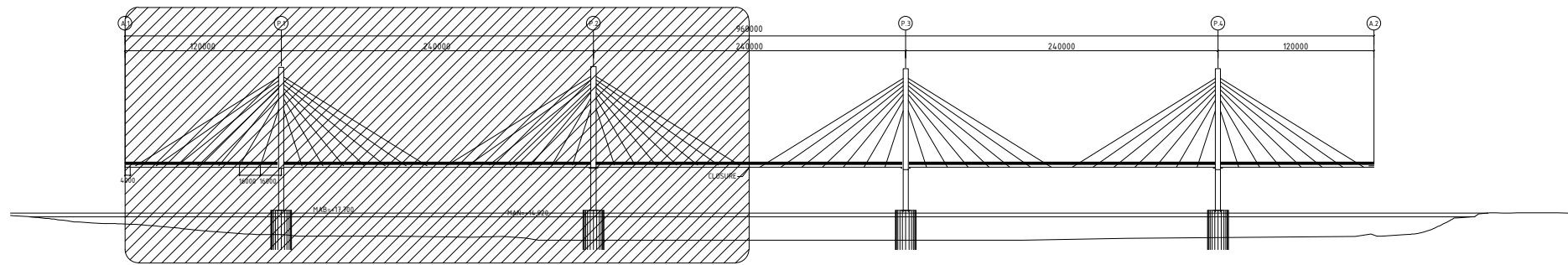
JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	STRUKTUR
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	AMPK SAMPING JEMBATAN CABLE STAYED

KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
6 - 34	
SKALA GAMBAR	
1 : 1250	
1 : 5000	

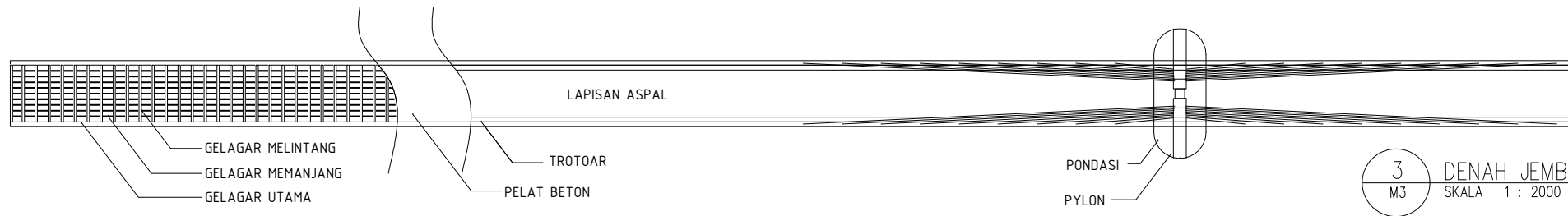
DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004
MAHASISWA	PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001
DIPERIKSA	PARAF
TANGGAL	

CATATAN	

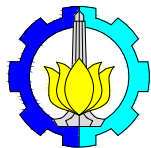
KEYPLAN



3
M3
TIPIKAL TAMPAK SAMPING JEMBATAN
SKALA 1 : 2000

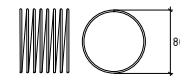


3
M3
DENAH JEMBATAN
SKALA 1 : 2000

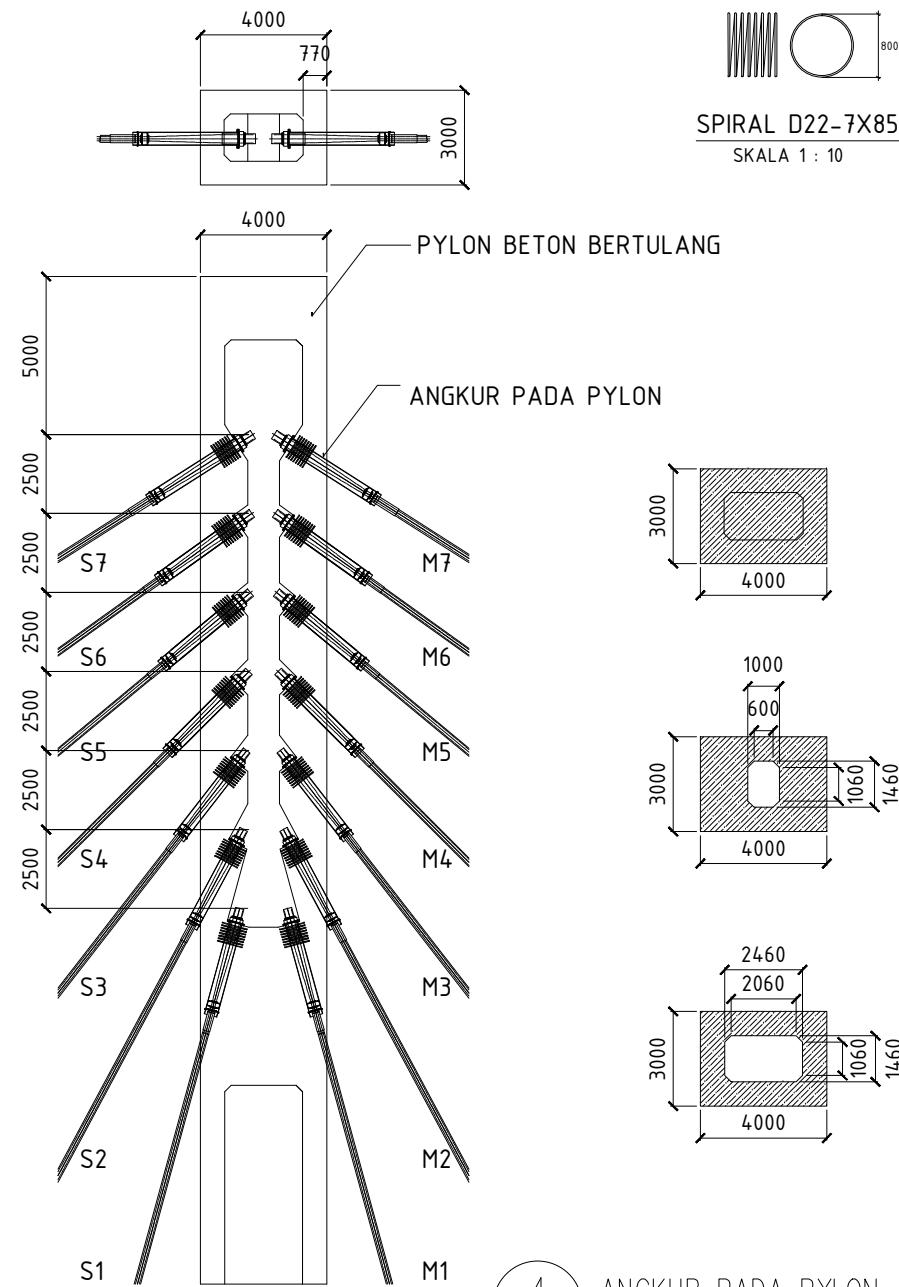
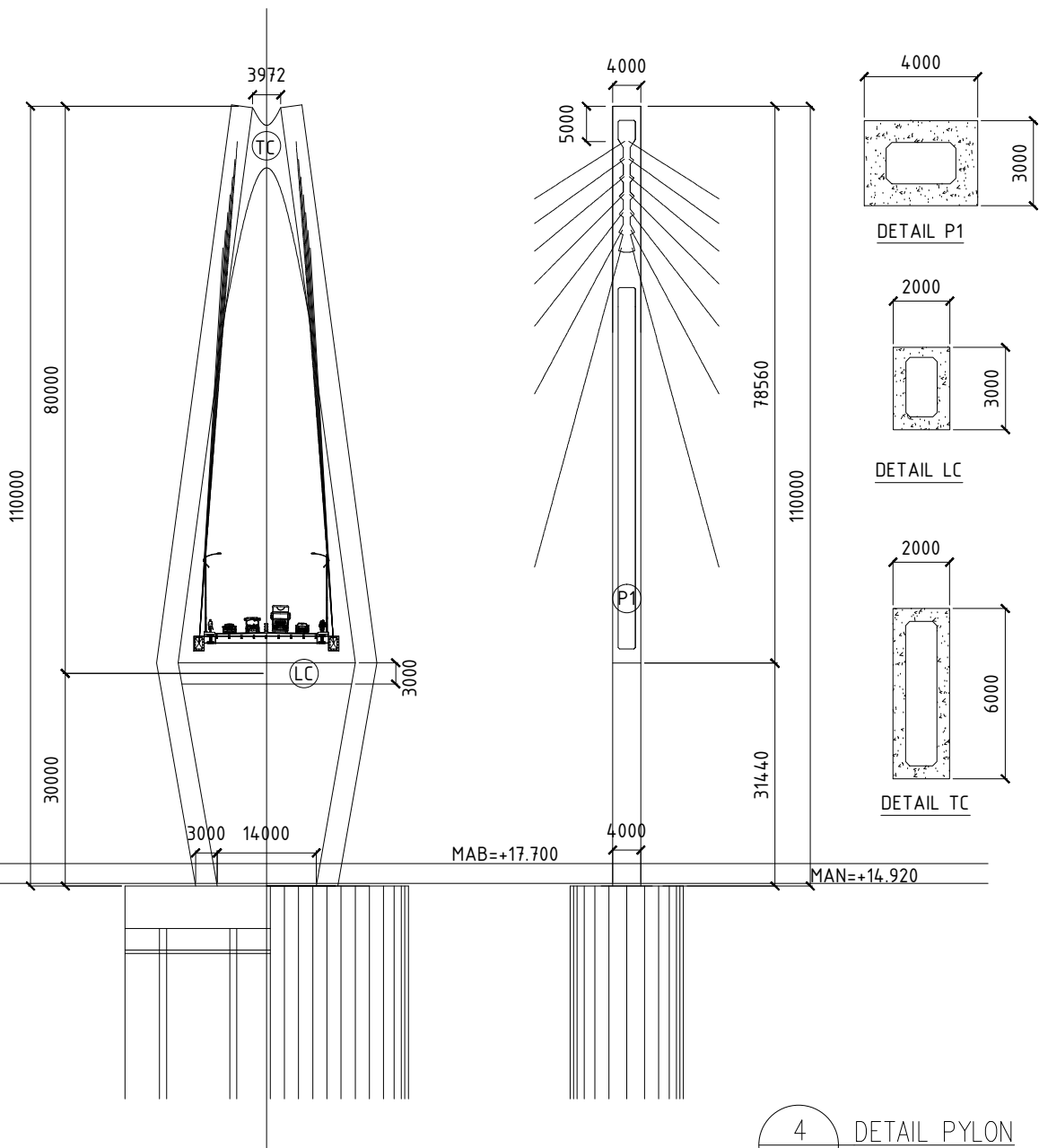


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	TIPIKAL JEMBATAN CABLE STAYED	1 : 2000		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	

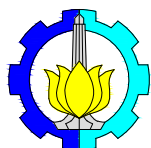


SPIRAL D22-7X85
SKALA 1 : 10



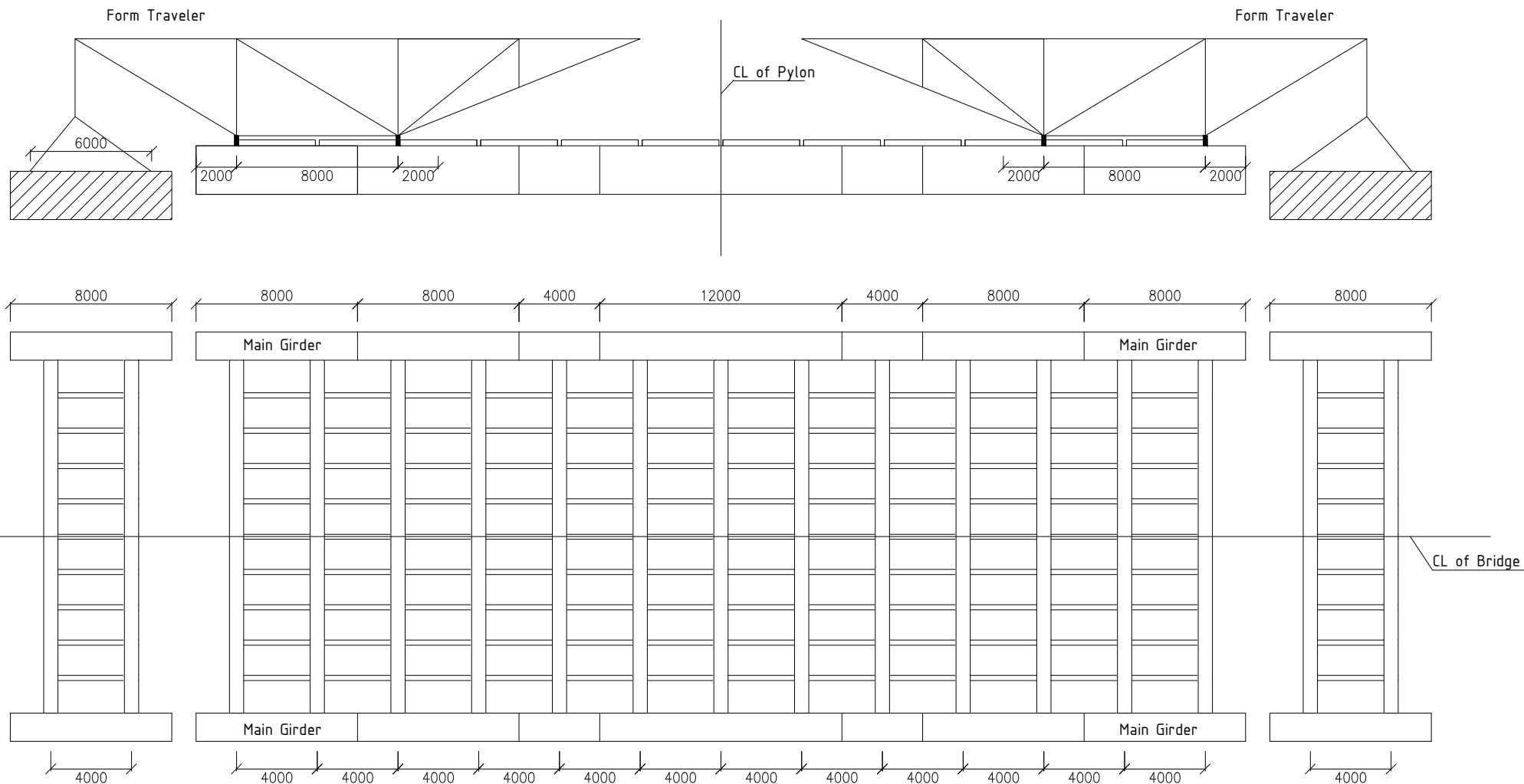
4
M3
DETAIL PYLON
SKALA 1 : 1000

4
M3
ANGKUR PADA PYLON
SKALA 1 : 250

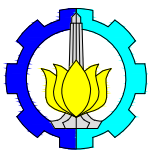


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBRAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	DETAIL PYLON	1 : 250 1 : 1000		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	

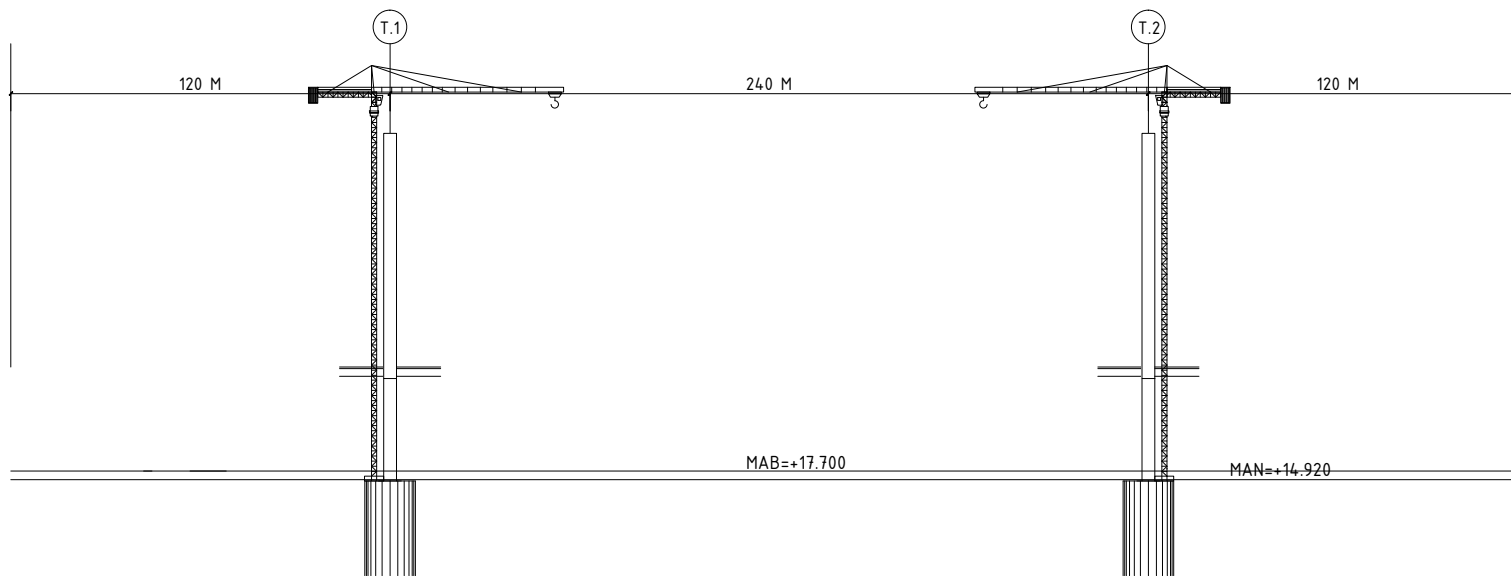


5 FORMASI SEGMENTAL LANTAI KENDARAAN
M3 SKALA 1 : 300

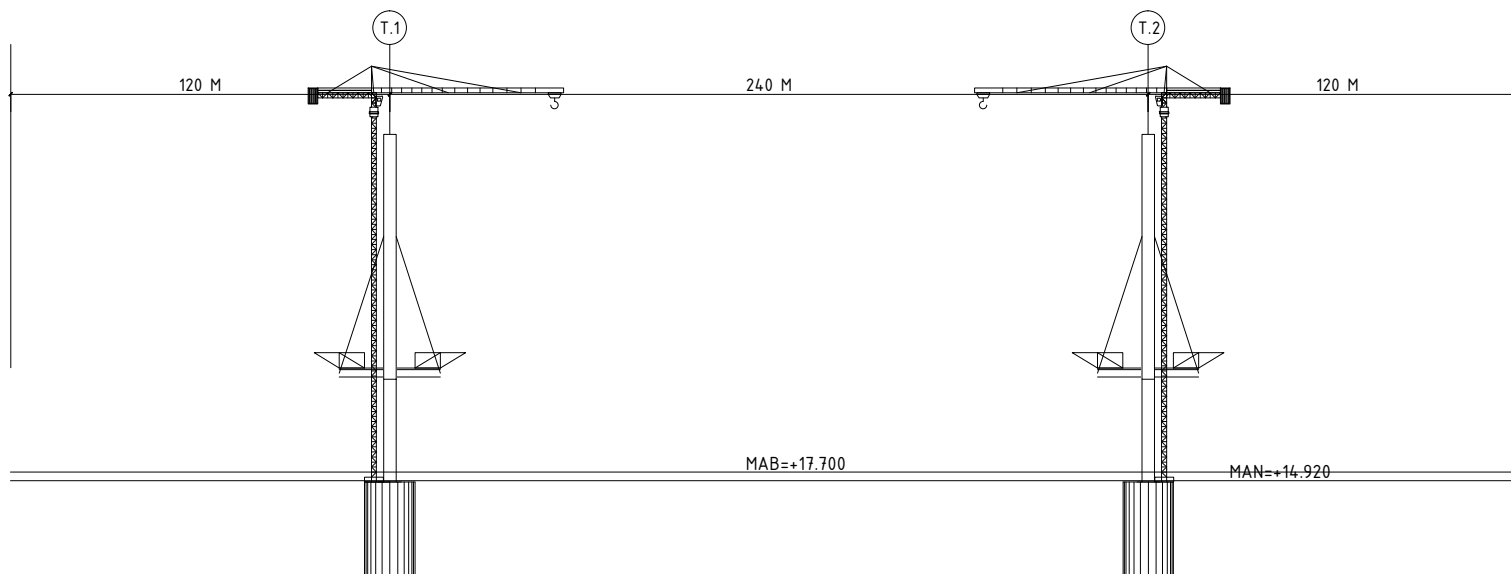


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR M3	JUMLAH LEMBAR 34	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004 PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR		9 - 34				
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR	1 : 300	MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	FORMASI SEGMENTAL LANTAI KENDARAAN	DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL			

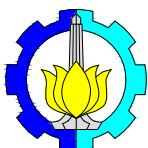


6
M3 CYCLE 1 : INSTALLASI LK 1
SKALA 1 : 2500



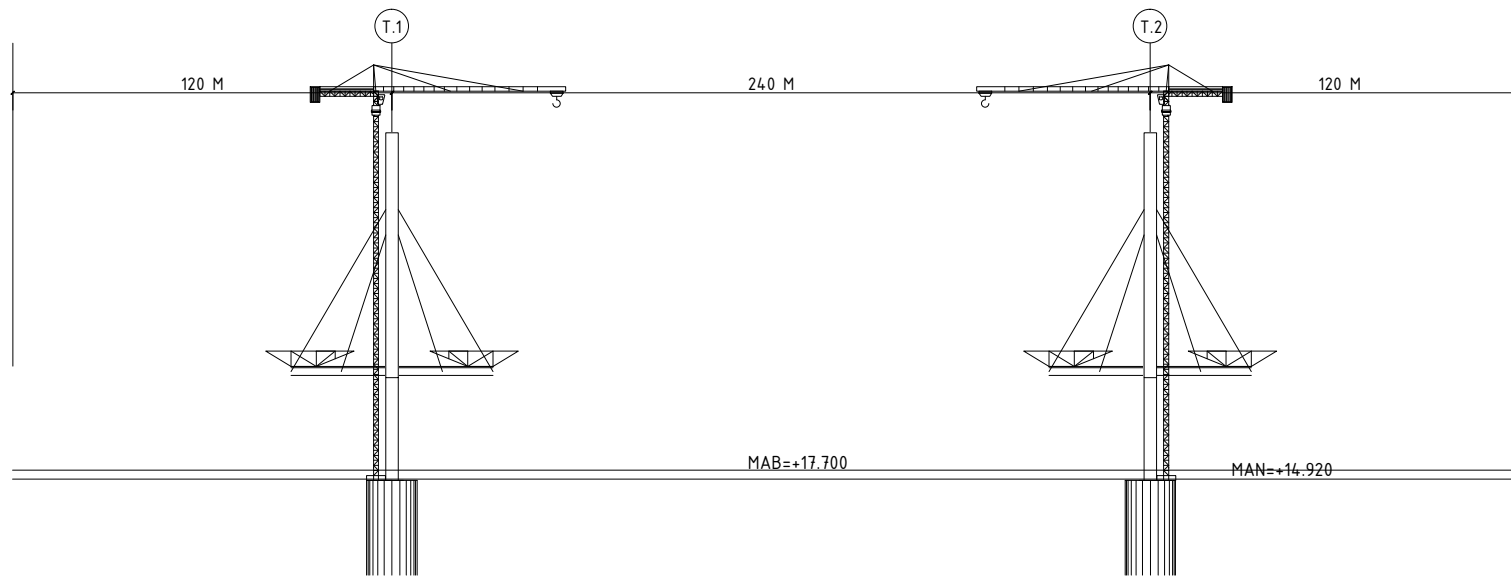
6
M3 CYCLE 1 : TENSIONING KABEL S1 DAN M1
SKALA 1 : 2500

KABEL	PRETENSION (kN)
S7, M7	3138,86
S6, M6	3056,02
S5, M5	2883,74
S4, M4	2690,26
S3, M3	2502,80
S2, M2	2328,72
S1, M1	2165,89

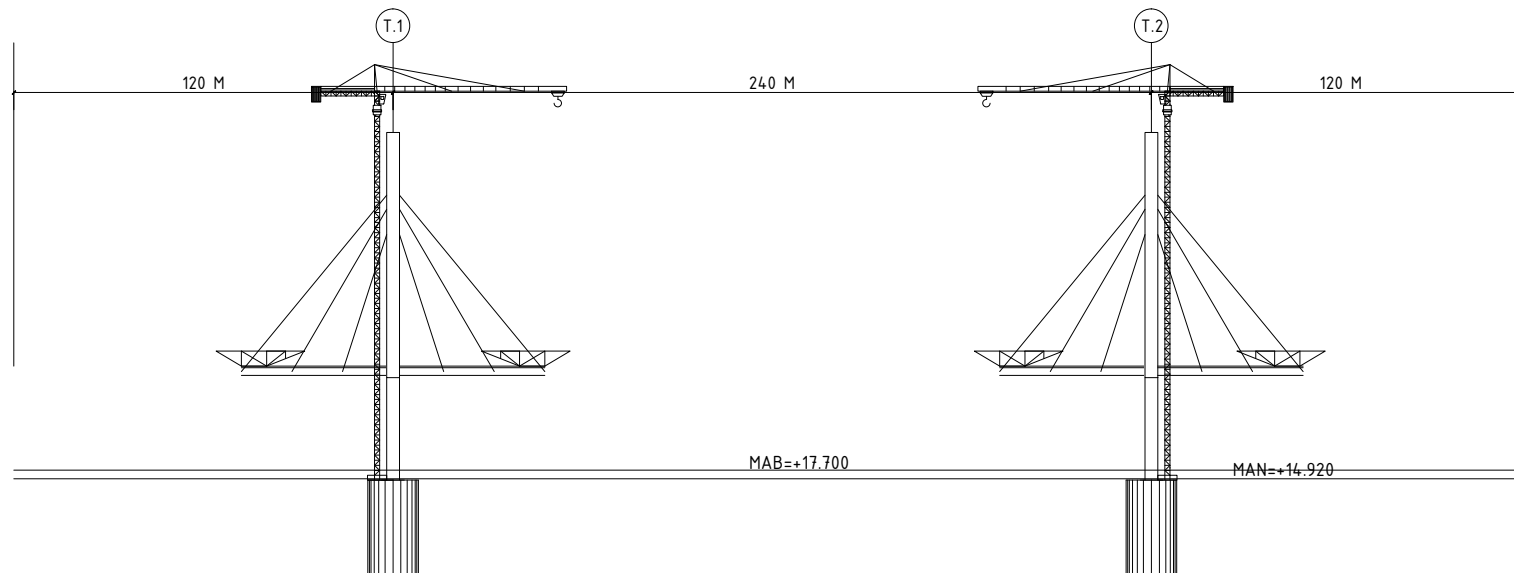


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR M3	JUMLAH LEMBAR 34	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004 PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	CATATAN	
BIDANG	JEMBATAN BENTANG PANJANG		10 - 34	MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR	1 : 2500	DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	
GAMBAR							

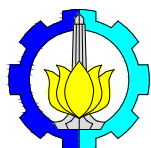


7
M3 CYCLE 2 : INSTALLASI LK2 DAN TENSIONING KABEL S2 DAN M2
SKALA 1 : 2500



7
M3 CYCLE 3 : INSTALLASI LK3 DAN TENSIONING KABEL S3 DAN M3
SKALA 1 : 2500

KABEL	PRETENSION (kN)
S7, M7	3138,86
S6, M6	3056,02
S5, M5	2883,74
S4, M4	2690,26
S3, M3	2502,80
S2, M2	2328,72
S1, M1	2165,89



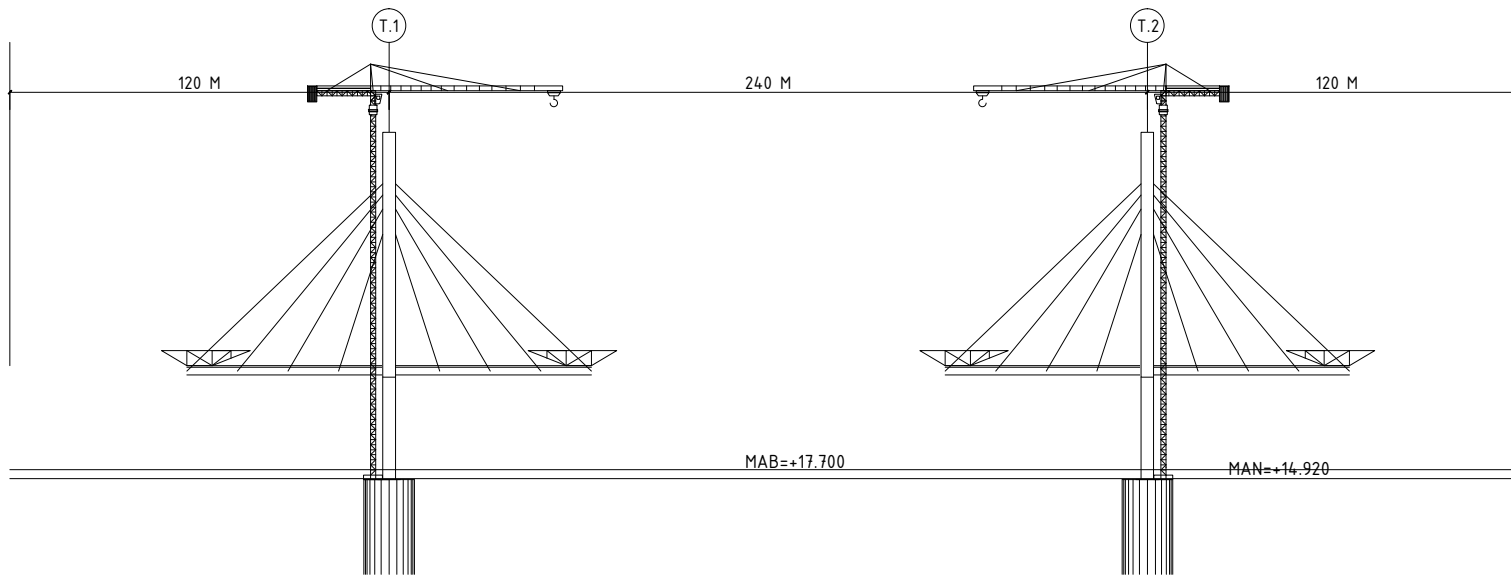
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	JEMBATAN BENTANG PANJANG
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	

KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
11 - 34	
SKALA GAMBAR	
1 : 2500	

DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	
	PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	
MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001	
DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL

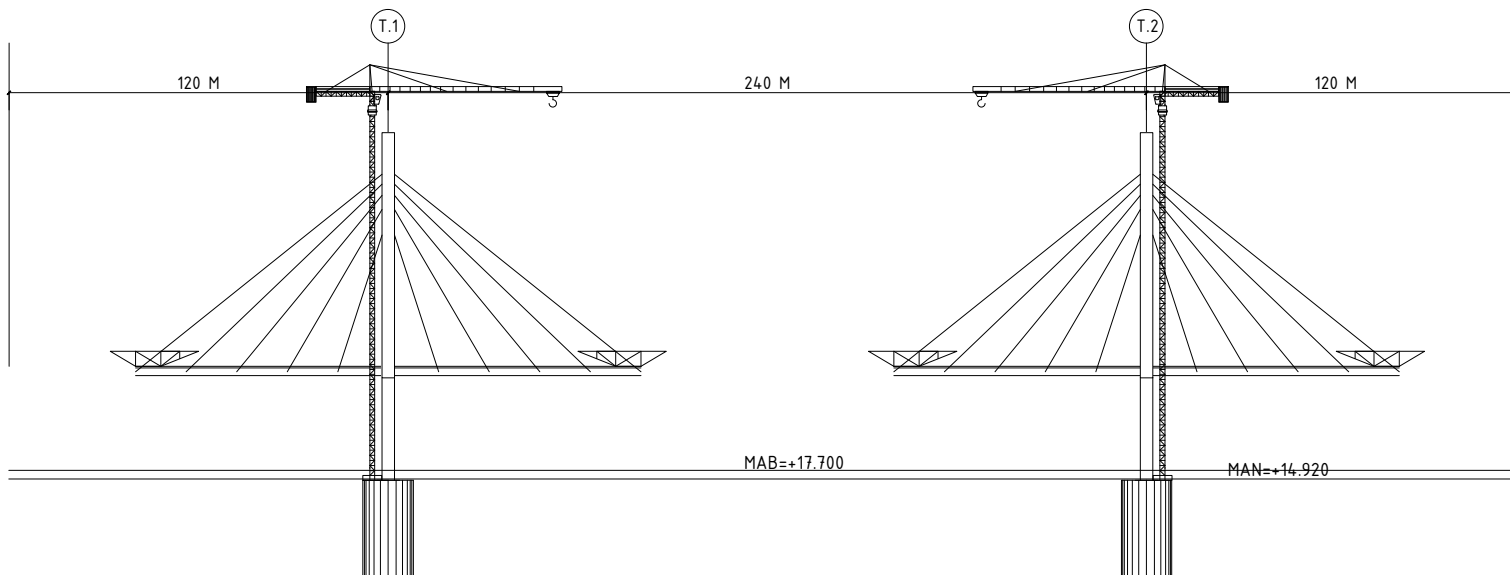
CATATAN	



8
M3

CYCLE 4 : INSTALLASI LK4 DAN TENSIONING KABEL S4 DAN M4

SKALA 1 : 2500

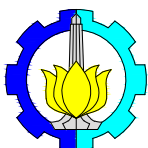


8
M3

CYCLE 5 : INSTALLASI LK5 DAN TENSIONING KABEL S5 DAN M5

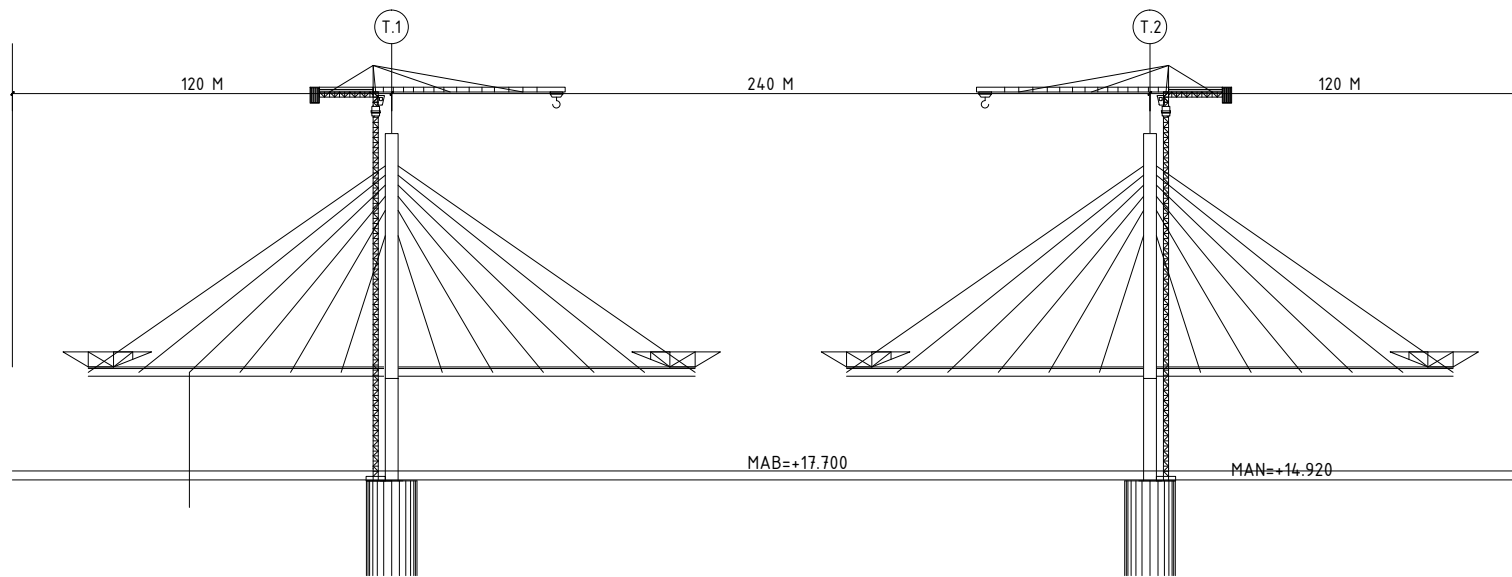
SKALA 1 : 2500

KABEL	PRETENSION (kN)
S7, M7	3138,86
S6, M6	3056,02
S5, M5	2883,74
S4, M4	2690,26
S3, M3	2502,80
S2, M2	2328,72
S1, M1	2165,89

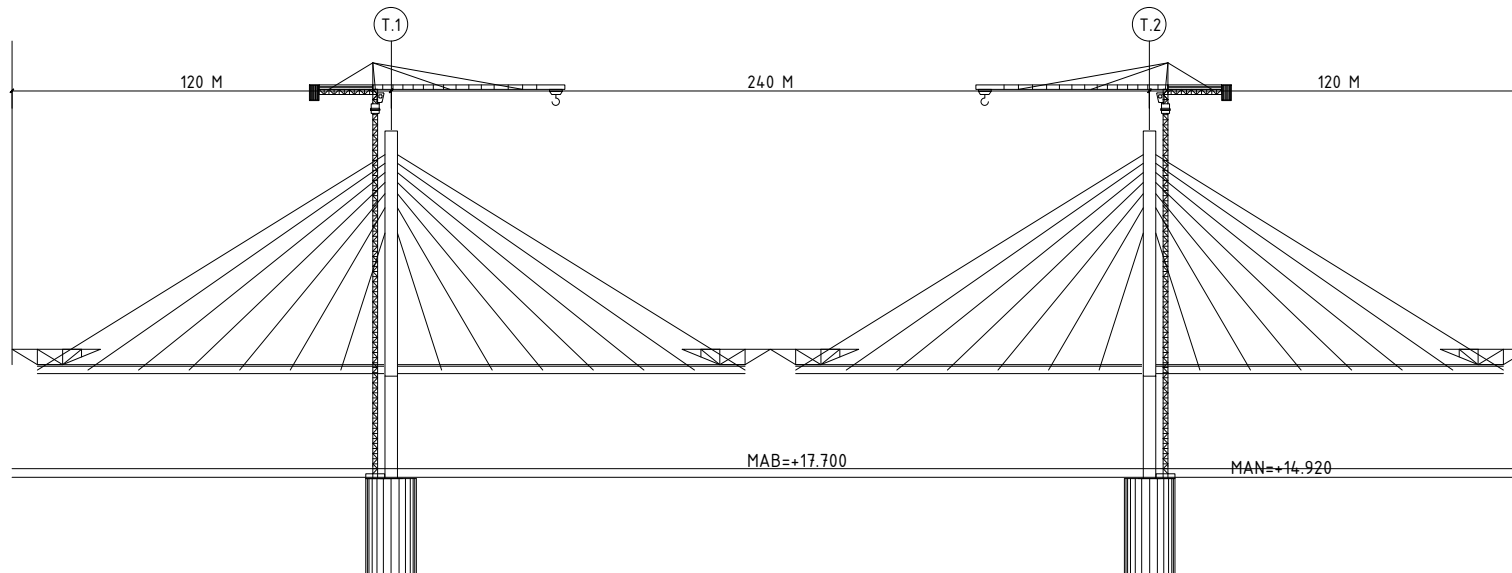


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR M3	JUMLAH LEMBAR 34	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004 PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	CATATAN	
BIDANG	JEMBATAN BENTANG PANJANG		12 - 34	MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR	1 : 2500	DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	
GAMBAR							

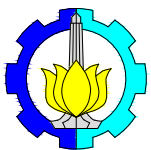


9 CYCLE 6 : INSTALLASI LK6 DAN TENSIONING KABEL S6 DAN M6
M3 SKALA 1 : 2500



9 CYCLE 7 : INSTALLASI LK7 DAN TENSIONING KABEL S7 DAN M7
M3 SKALA 1 : 2500

KABEL	PRETENSION (kN)
S7, M7	3138,86
S6, M6	3056,02
S5, M5	2883,74
S4, M4	2690,26
S3, M3	2502,80
S2, M2	2328,72
S1, M1	2165,89



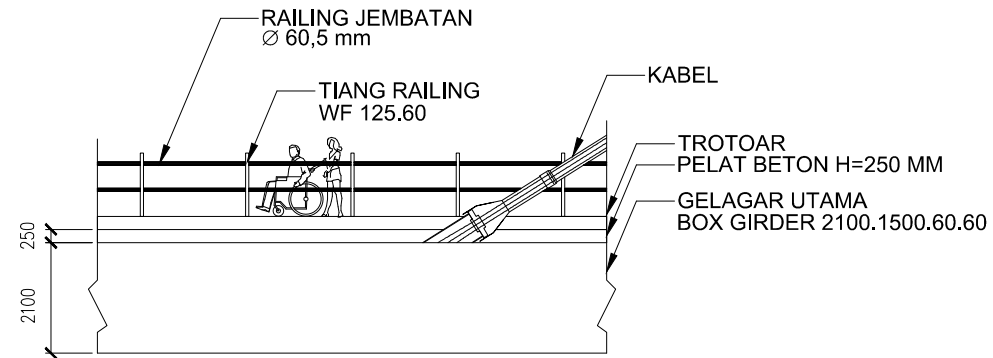
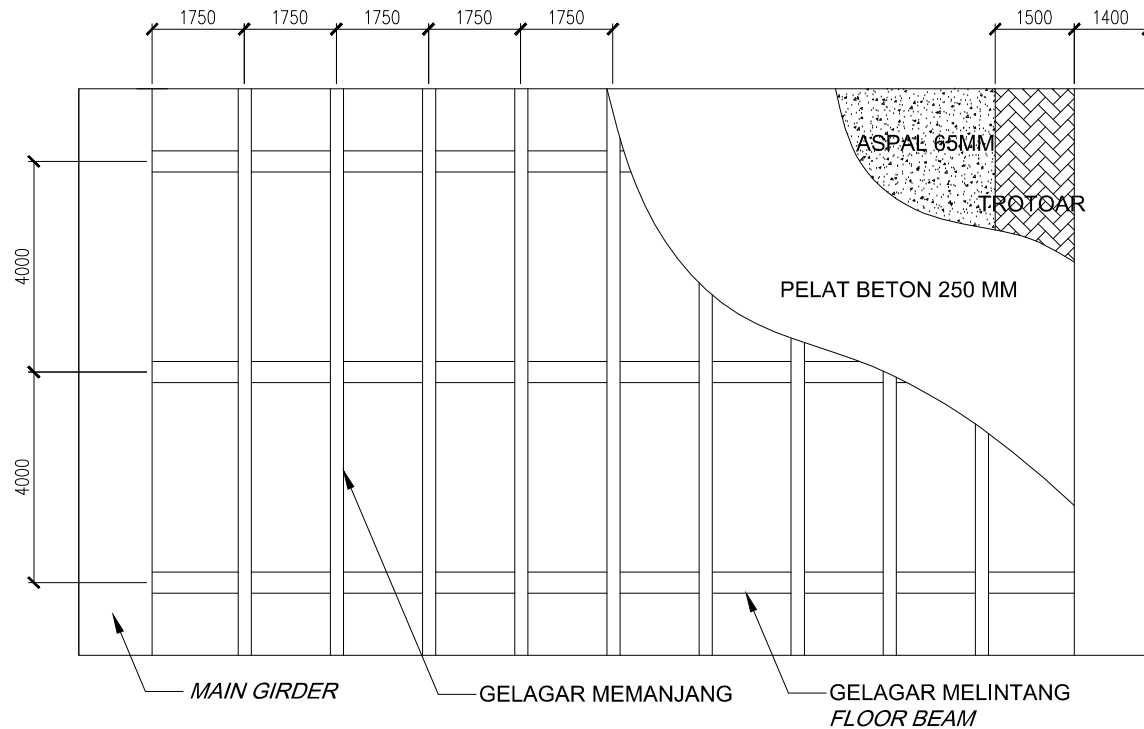
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	JEMBATAN BENTANG PANJANG
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	

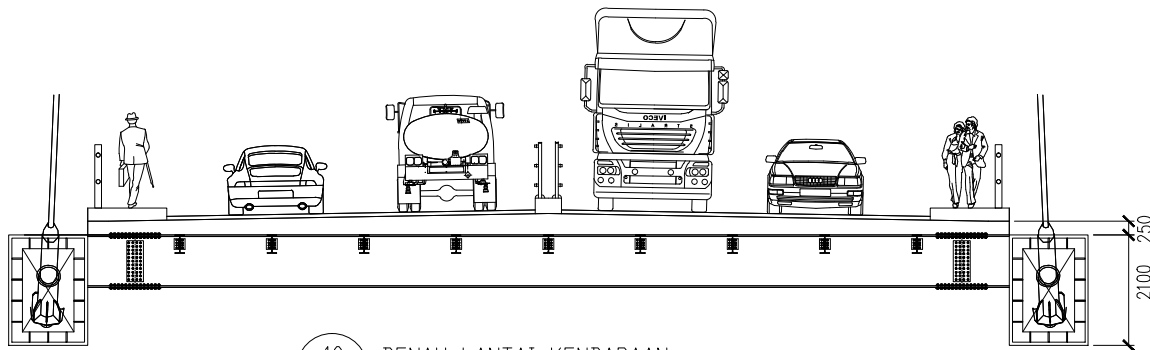
KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
	13 - 34
SKALA GAMBAR	
	1 : 2500

DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004 PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001
MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001
DIPERIKSA	PARAF
	TANGGAL

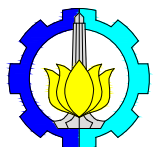
CATATAN	



10 TAMPAK SAMPING LANTAI KENDARAAN
M3 SKALA 1 : 150



10 DENAH LANTAI KENDARAAN
M3 SKALA 1 : 150



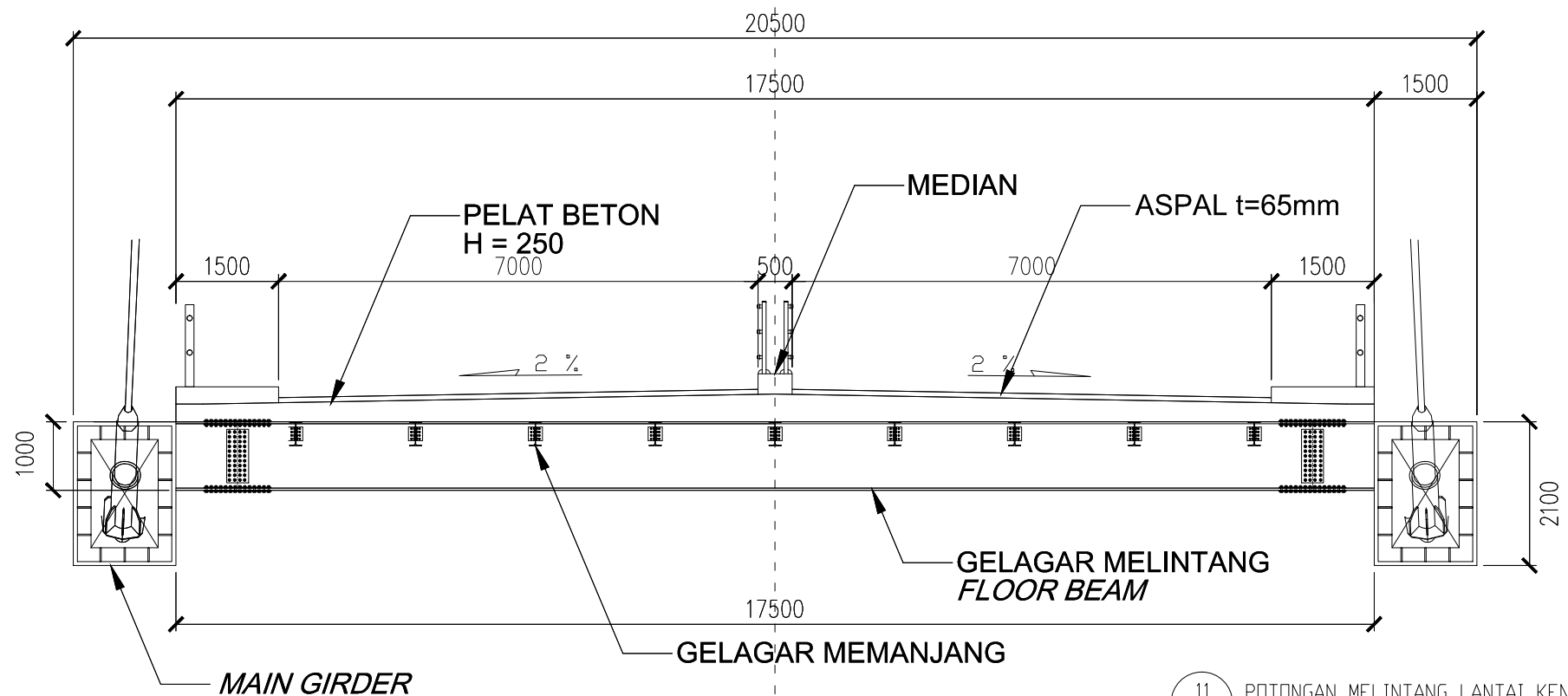
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	STRUKTUR
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	DECK RENCANA JEMBATAN MUSI III

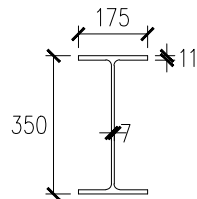
KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
14 - 34	
SKALA GAMBAR	
1 : 150	

DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	
	PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	
MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001	
DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL

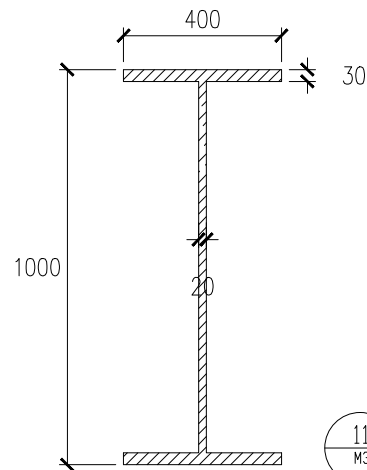
CATATAN	



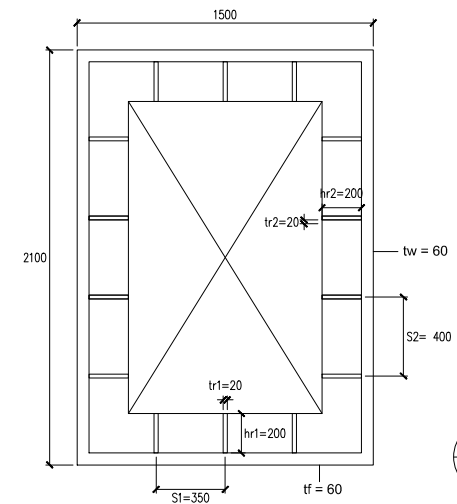
11 POTONGAN MELINTANG LANTAI KENDARAAN
M3 SKALA 1 : 100



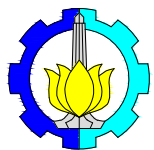
11 PENAMPANG GELAGAR MEMANJANG
M3 SKALA 1 : 20



11 PENAMPANG GELAGAR MELINTANG
M3 SKALA 1 : 20



11 DETAIL BOX
M3 SKALA 1 : 40



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	STRUKTUR
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
15 - 34	
SKALA GAMBAR	
1 : 20	
1 : 40	
1 : 100	

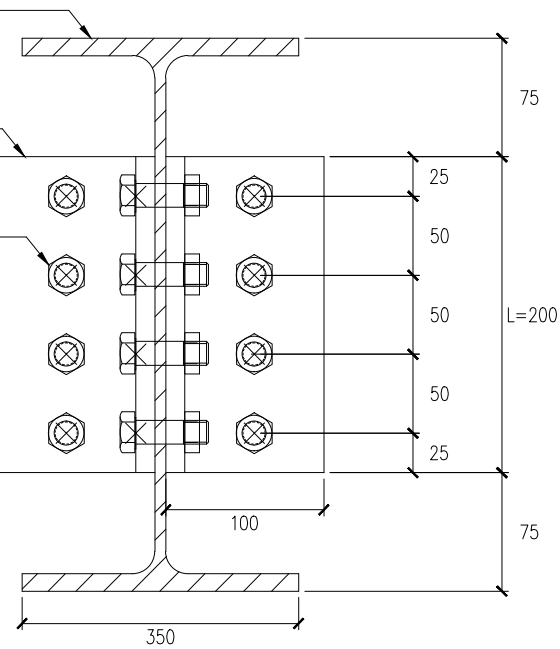
DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004
MAHASISWA	PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001
DIPERIKSA	PARAF
TANGGAL	

CATATAN	

GELAGAR MEMANJANG
WF 350.175.7.11

L 100.100.12

M16 F10T



13
M3 DETAIL SAMBUNGAN GELAGAR MEMANJANG
SKALA 1 : 5

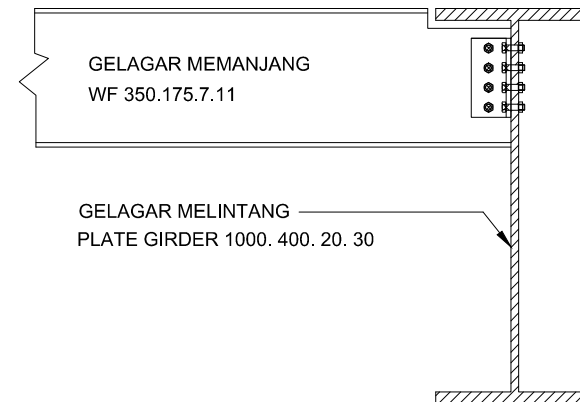
GELAGAR MEMANJANG



GELAGAR MELINTANG
PLATE GIRDER 1000. 400. 20. 30

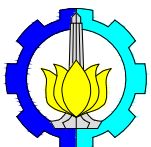
GELAGAR MEMANJANG
WF 350.175.7.11

GELAGAR MELINTANG
PLATE GIRDER 1000. 400. 20. 30



13
M3 SAMBUNGAN GELAGAR MEMANJANG KE MELINTANG
SKALA 1 : 20

13
M3 TAMPAK SAMPING SAMBUNGAN GELAGAR MEMANJANG
SKALA 1 : 20



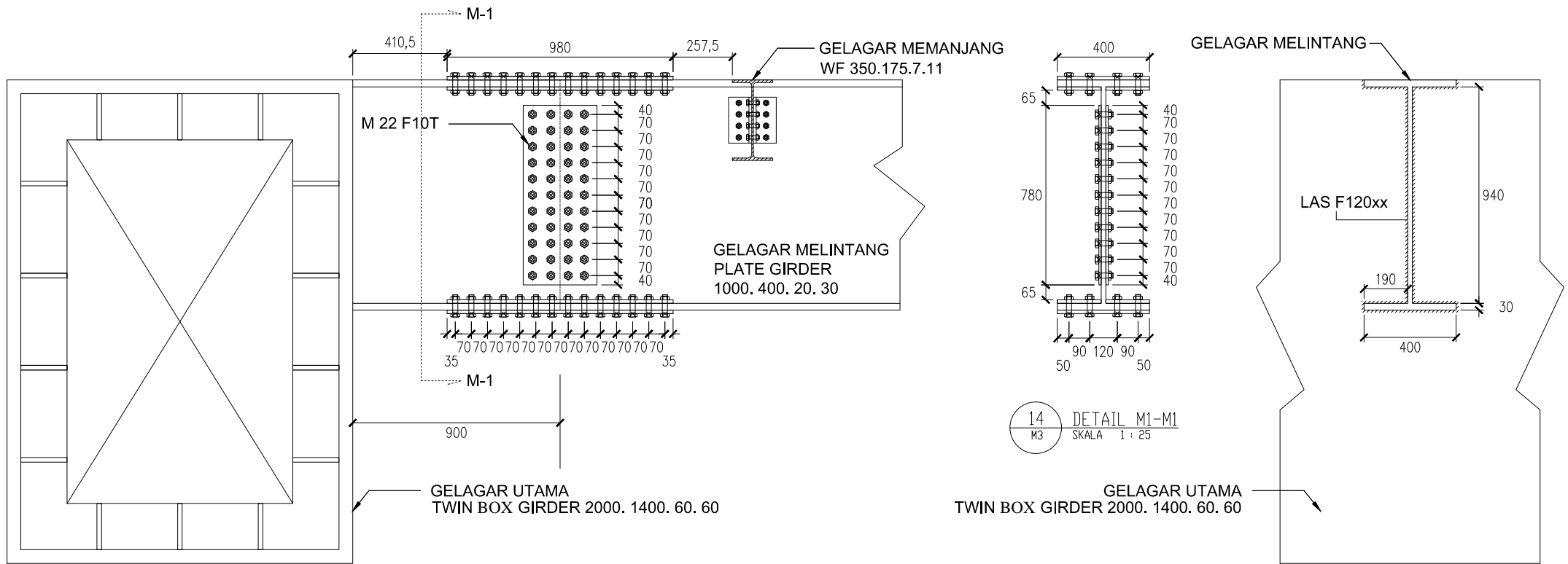
ED
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	STRUKTUR
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	SAMBUNGAN GELAGAR MEMANJANG

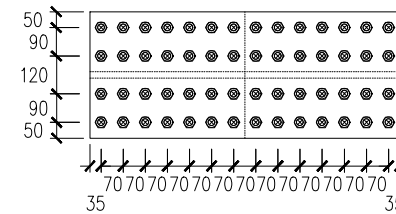
KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
17 - 34	
SKALA GAMBAR	
1 : 20	

DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	
	PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	
MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001	
DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL

CATATAN	

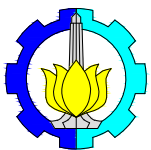


14
M3
SAMBUNGAN GELAGAR MELINTANG KE UTAMA
SKALA 1 : 25



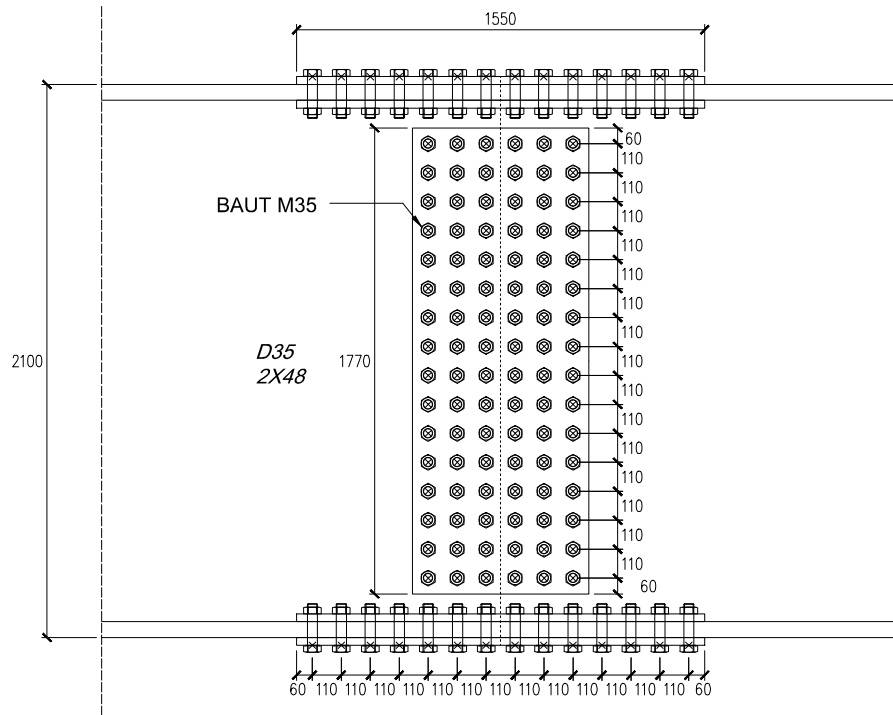
14
M3
TAMPAK ATAS SAMBUNGAN SAYAP
SKALA 1 : 25

14
M3
SAMBUNGAN LAS GELAGAR MELINTANG
SKALA 1 : 25

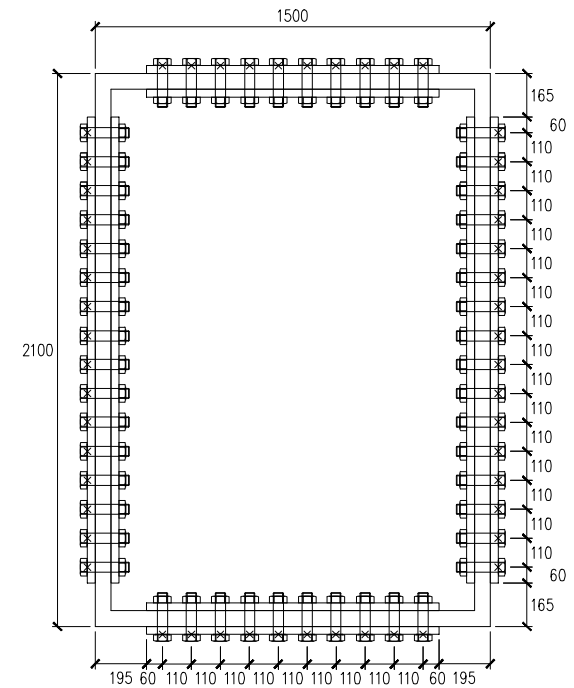


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

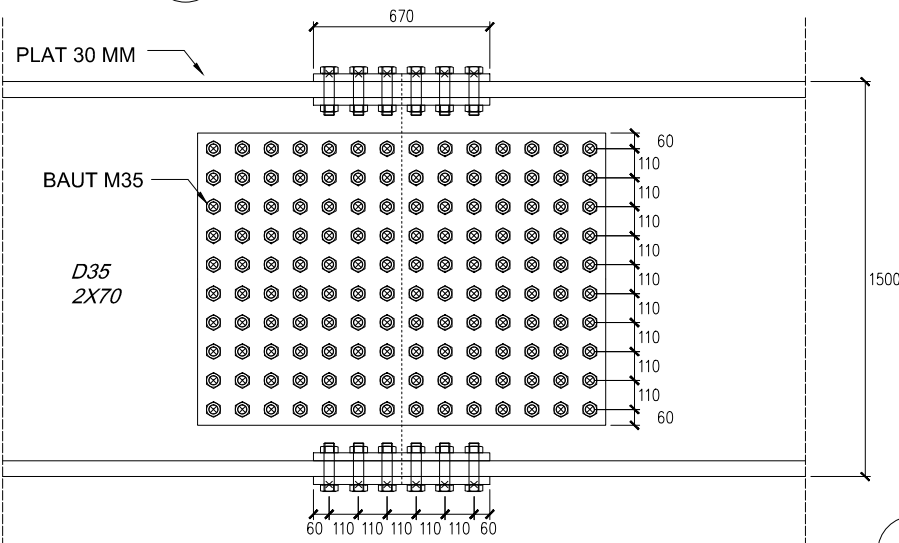
JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR M3	JUMLAH LEMBAR 34	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR		18 - 34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR	1 : 25	MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	SAMBUNGAN GELAGAR MELINTANG			DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	



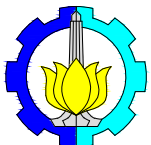
15
M3
SKALA 1 : 30
SAMBUNGAN BADAN GELAGAR UTAMA



15
M3
SKALA 1 : 30
TAMPAK MELINTANG SAMBUNGAN GELAGAR UTAMA



15
M3
SKALA 1 : 30
SAMBUNGAN PADA SAYAP GELAGAR UTAMA



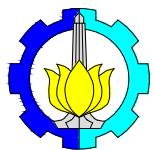
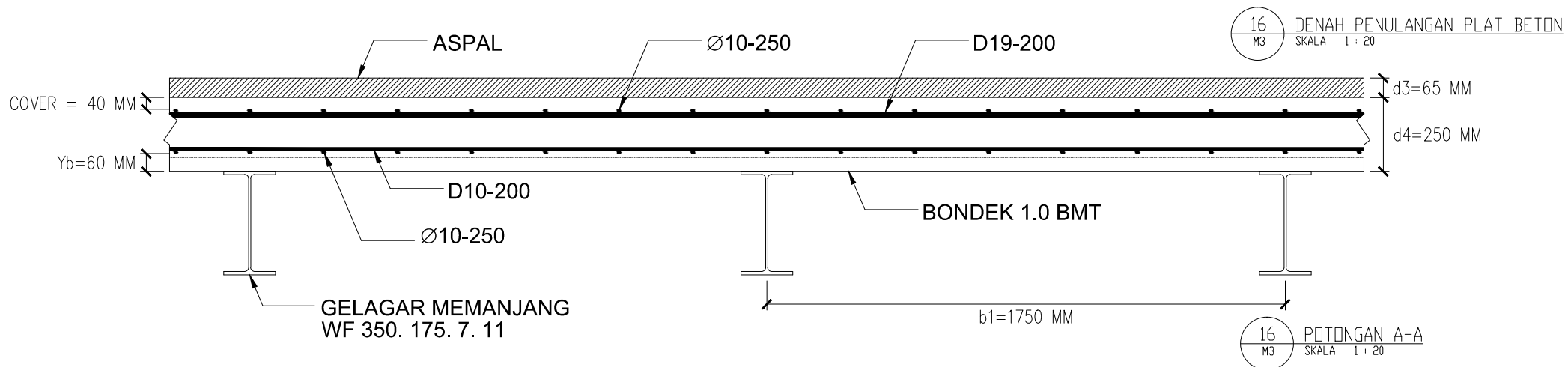
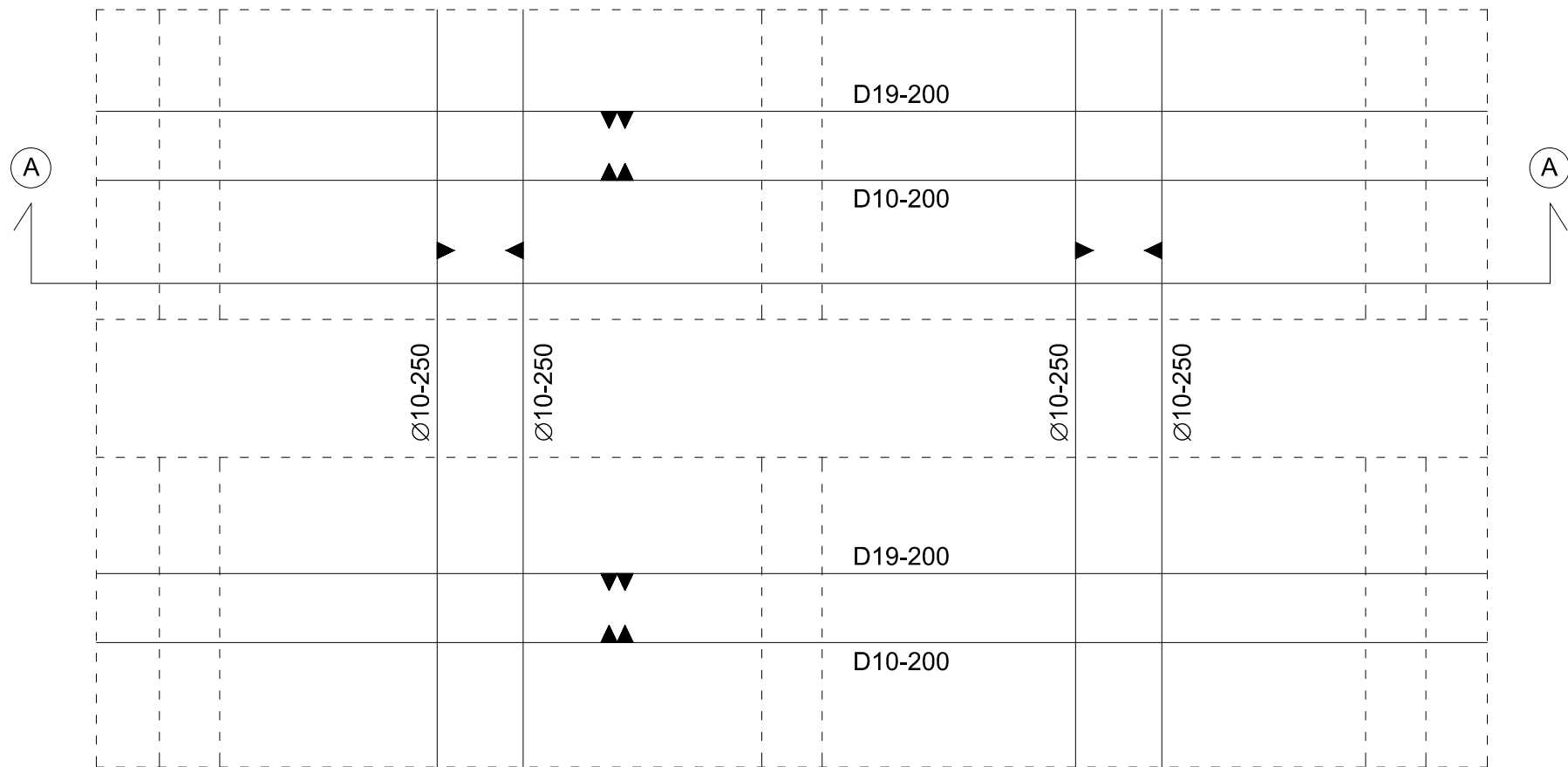
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	STRUKTUR
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	SAMBUNGAN GELAGAR UTAMA

KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
19 - 34	
SKALA GAMBAR	
1 : 30	

DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004
MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001
DIPERIKSA	PARAF
TANGGAL	

CATATAN	



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	STRUKTUR
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	PENULANGAN PELAT LANTAI KENDARAAN

KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
	20 - 34
SKALA GAMBAR	1 : 20

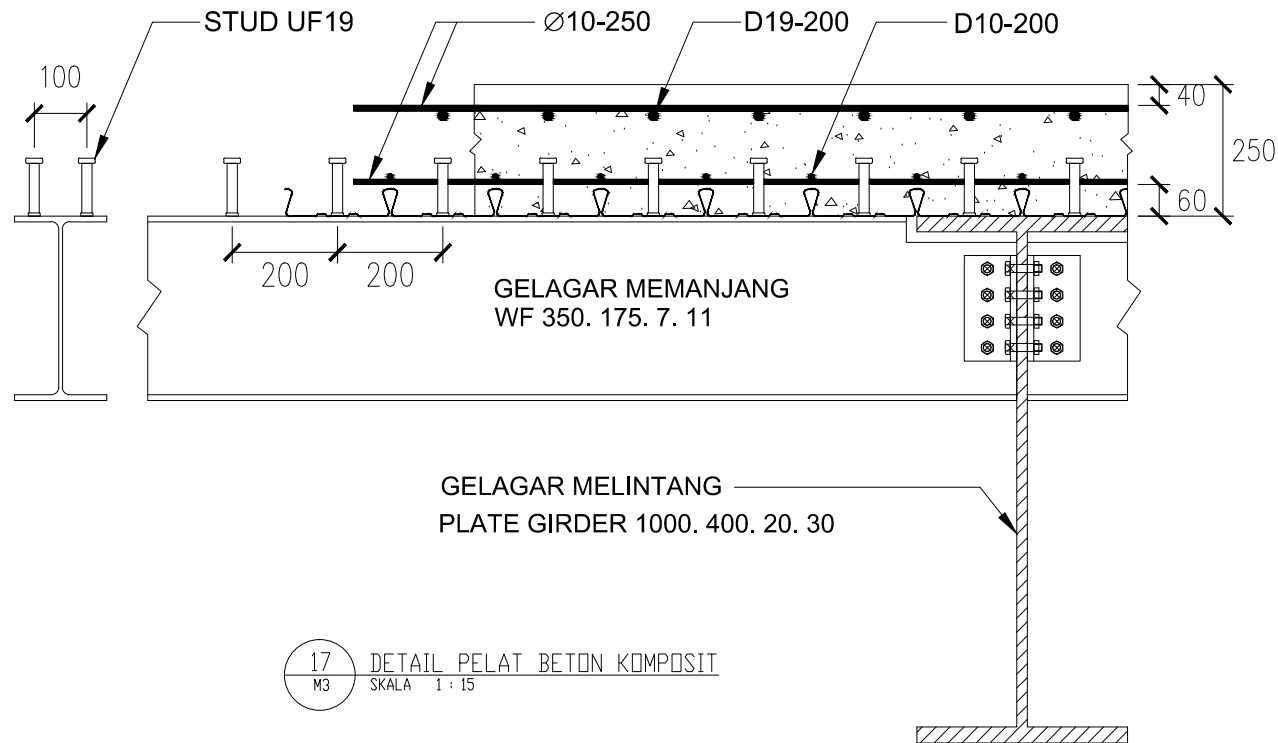
DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004
MAHASISWA	PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001
DIPERIKSA	PARAF
	TANGGAL

CATATAN	

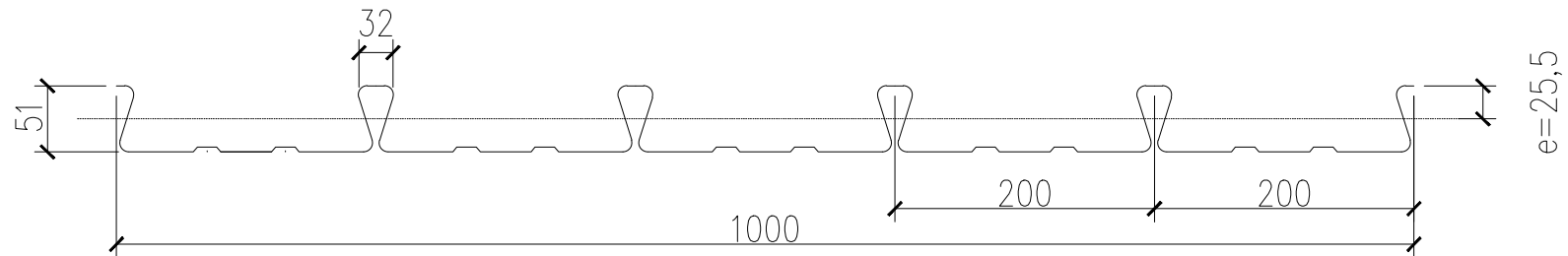
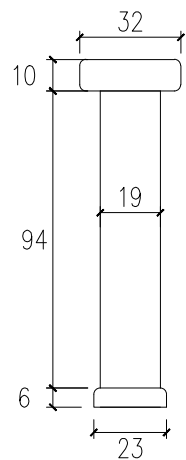
PEMASANGAN STUD :

1. Gelagar Memanjang
2 STUD @ 200 MM
2. Gelagar Melintang
2 STUD @ 168 MM

ISO13918 NELSON STUD
TYPE SD

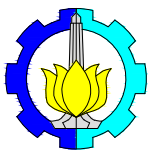


17
M3
DETAIL PELAT BETON KOMPOSIT
SKALA 1 : 15



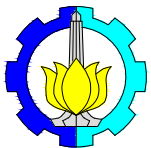
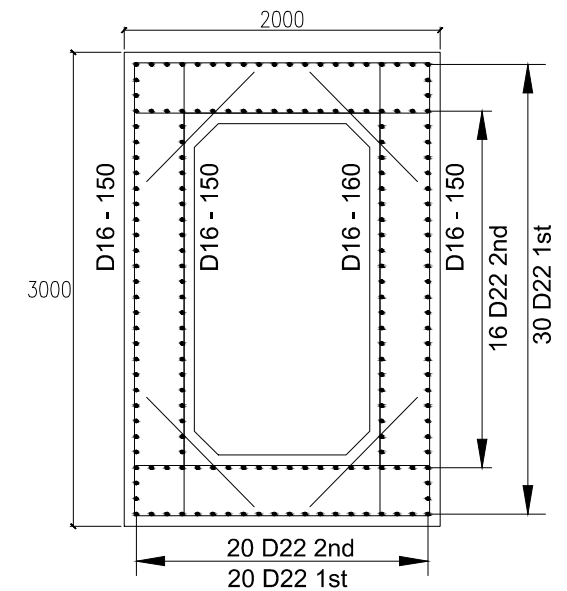
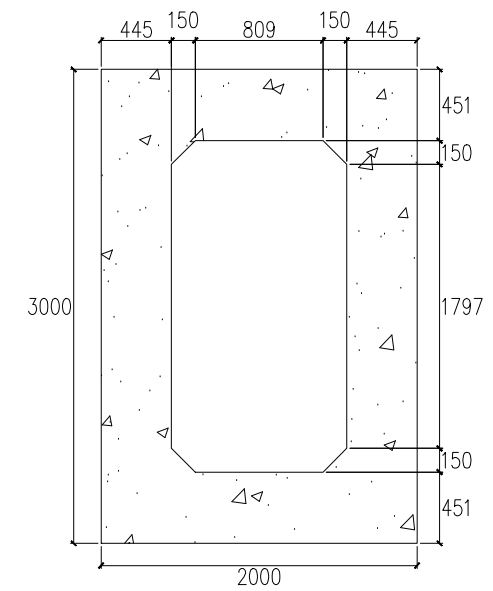
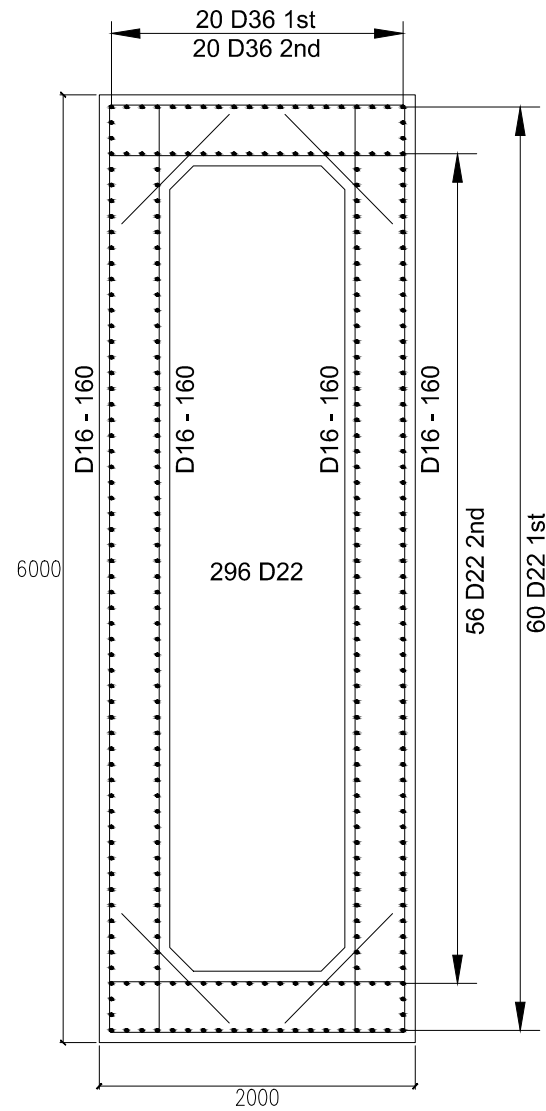
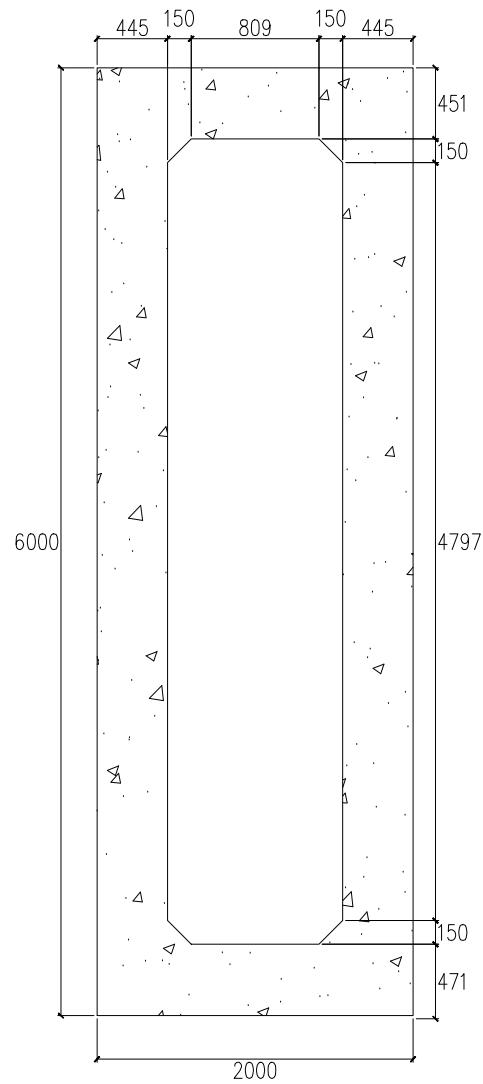
17
M3
DETAIL STUD UF19 WELDING TORCH
SKALA 1 : 2,5

17
M3
DETAIL BONDEK 1.0 BMT
SKALA 1 : 60



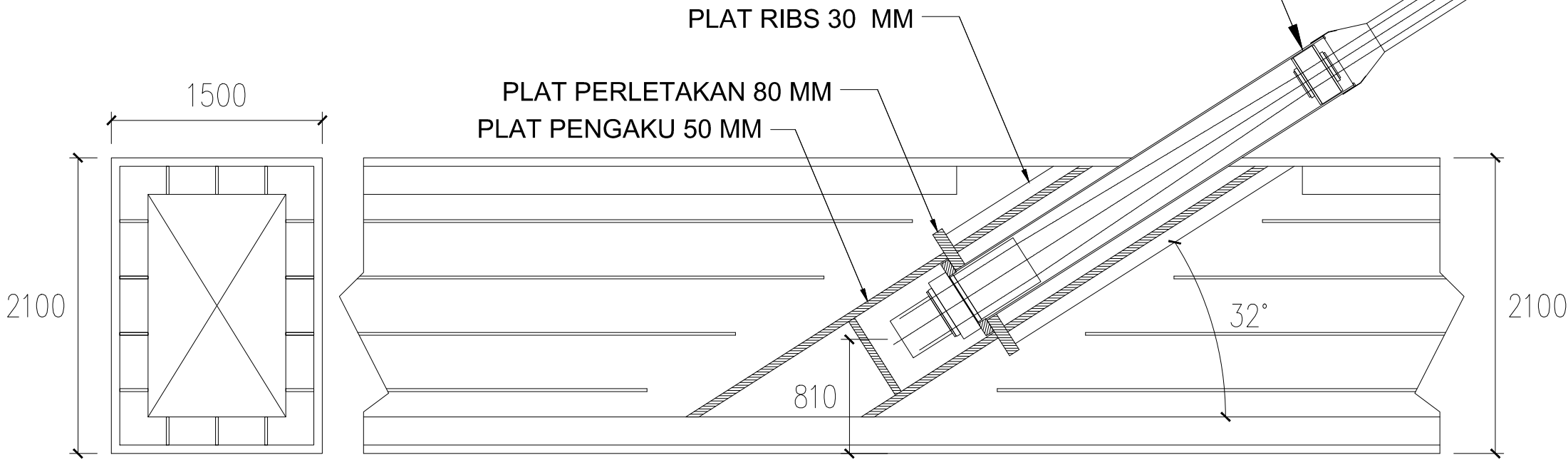
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR	21 - 34	MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	DETAIL KOMPOSIT LANTAI KENDARAAN	1 : 15		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	
		1 : 60					

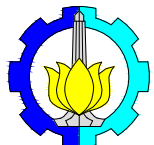


S7

STRESSING ANCHORAGE DECK DRT 6-61
Ver 1 - 19.03.2002

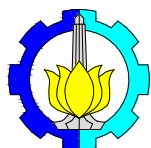
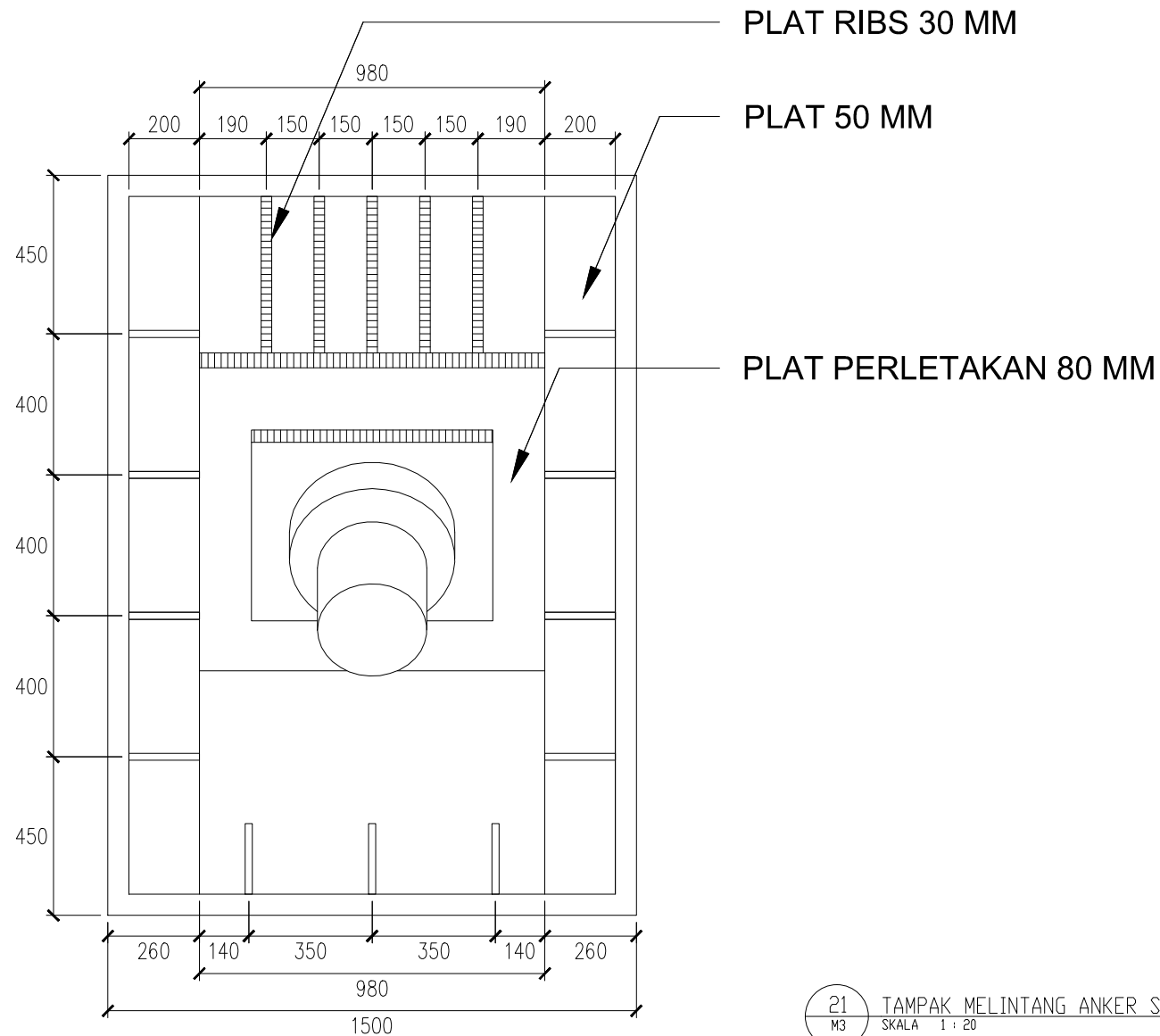


20
M3
DETAIL ANKER S7 PADA BOX
SKALA 1 : 40



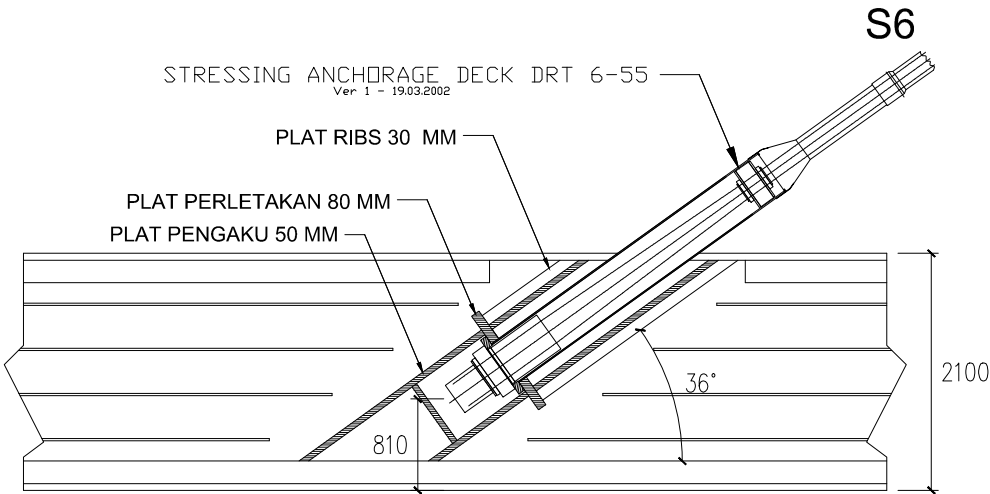
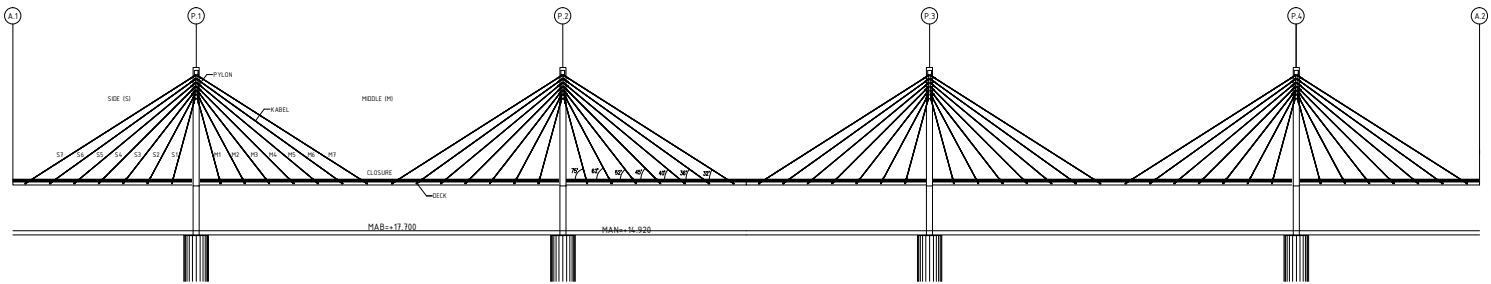
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR	24 - 34	MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR	DETAIL ANKER S7 PADA BOX	1 : 40		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	

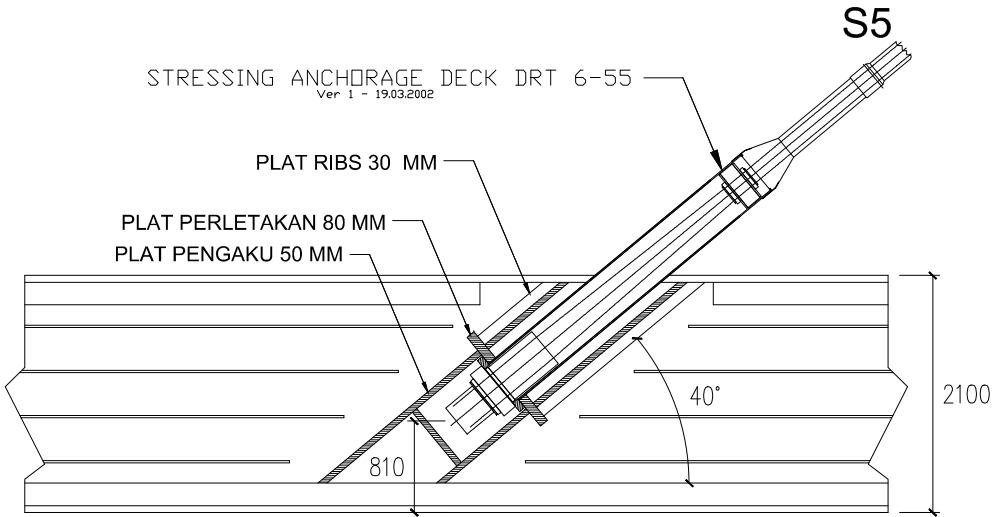


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

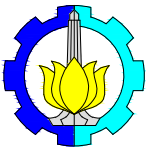
JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR M3	JUMLAH LEMBAR 34	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004 PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	25 - 34		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR	1 : 20	DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	
GAMBAR	DETAIL MELINTANG ANKER S7 PADA BOX						

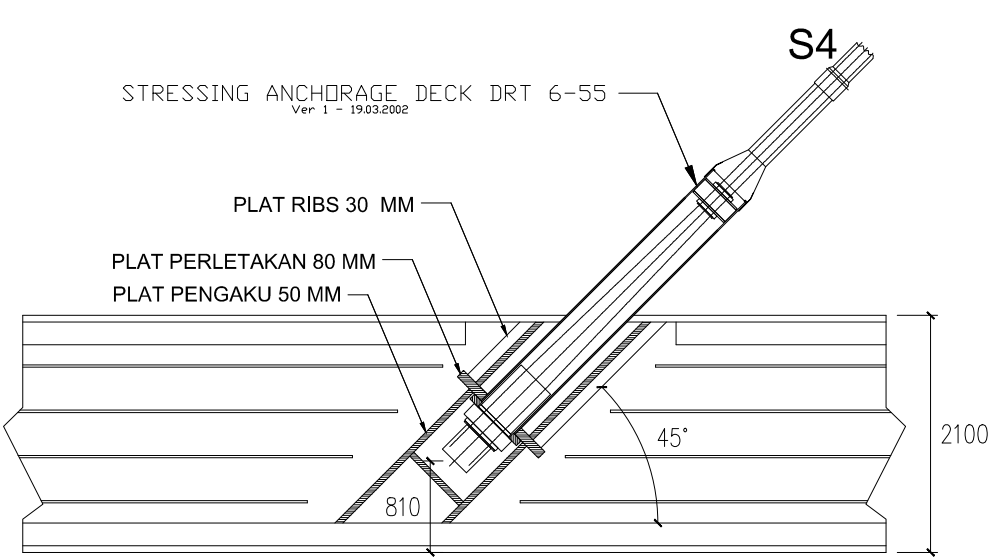
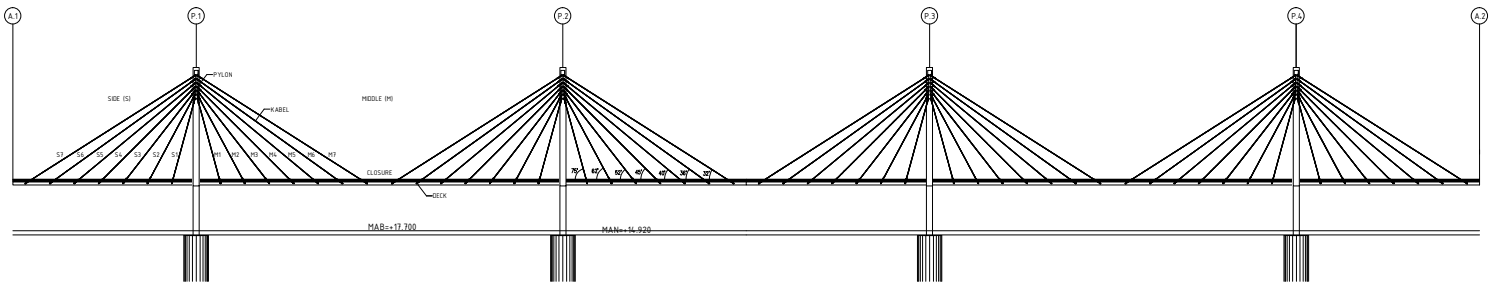


22
M3
DETAIL ANKER S6 PADA BOX
SKALA 1 : 70



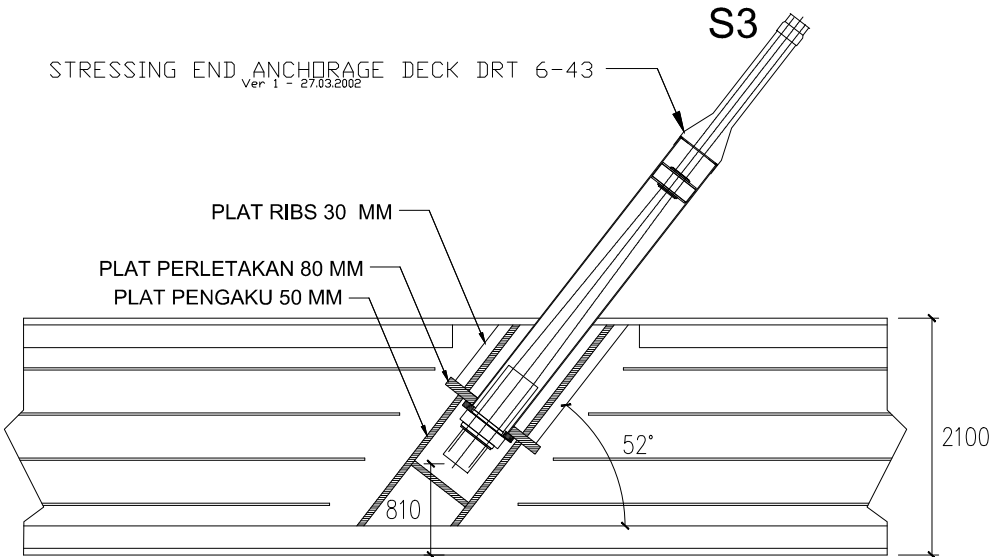
22
M3
DETAIL ANKER S5 PADA BOX
SKALA 1 : 70





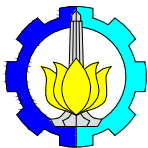
23
M3

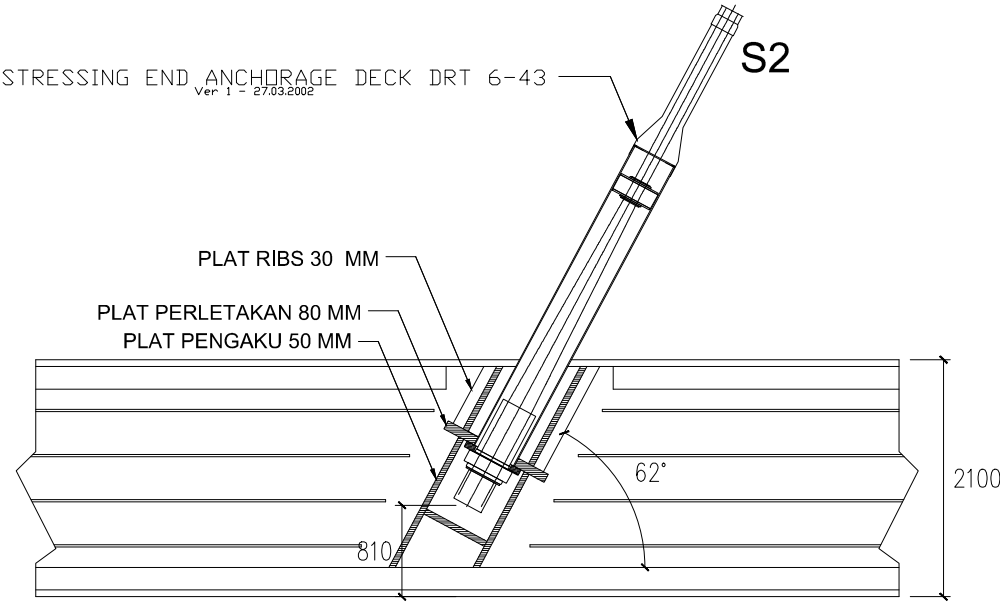
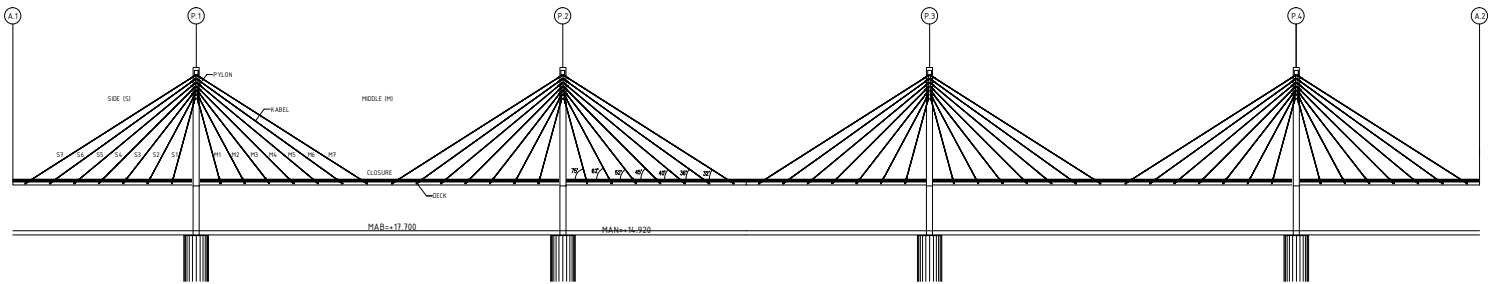
DETAIL ANKER S4 PADA BOX
SKALA 1 : 70



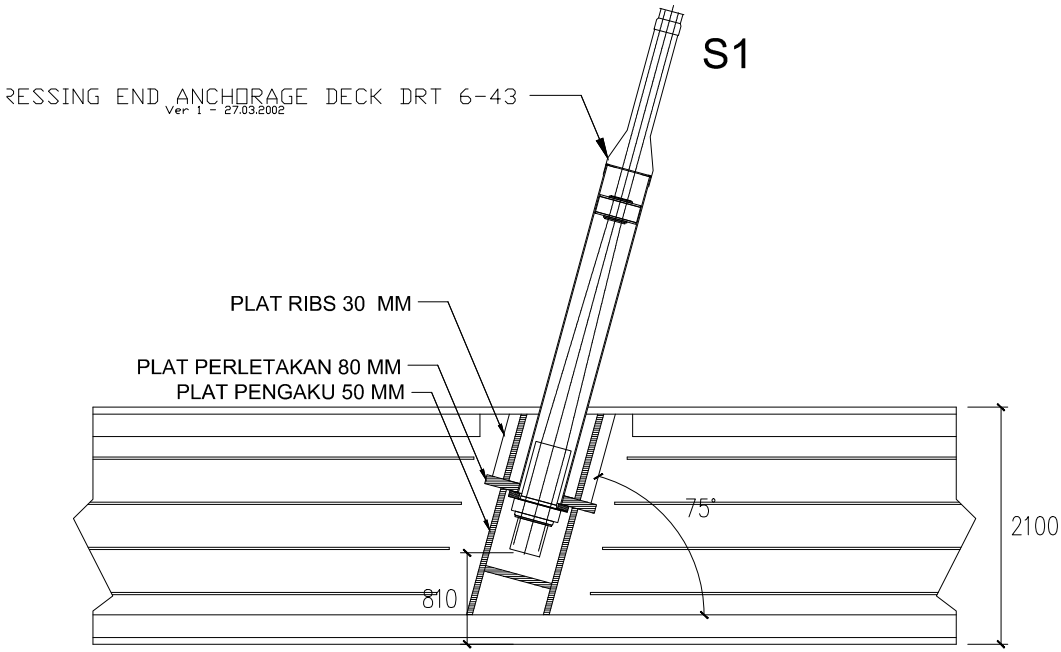
23
M3

DETAIL ANKER S3 PADA BOX
SKALA 1 : 70





24
M3
DETAIL ANKER S2 PADA BOX
SKALA 1 : 70



24
M3
DETAIL ANKER S1 PADA BOX
SKALA 1 : 70



JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL
BIDANG	STRUKTUR
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS
GAMBAR	DETAIL ANKER S2 DAN S1 PADA BOX

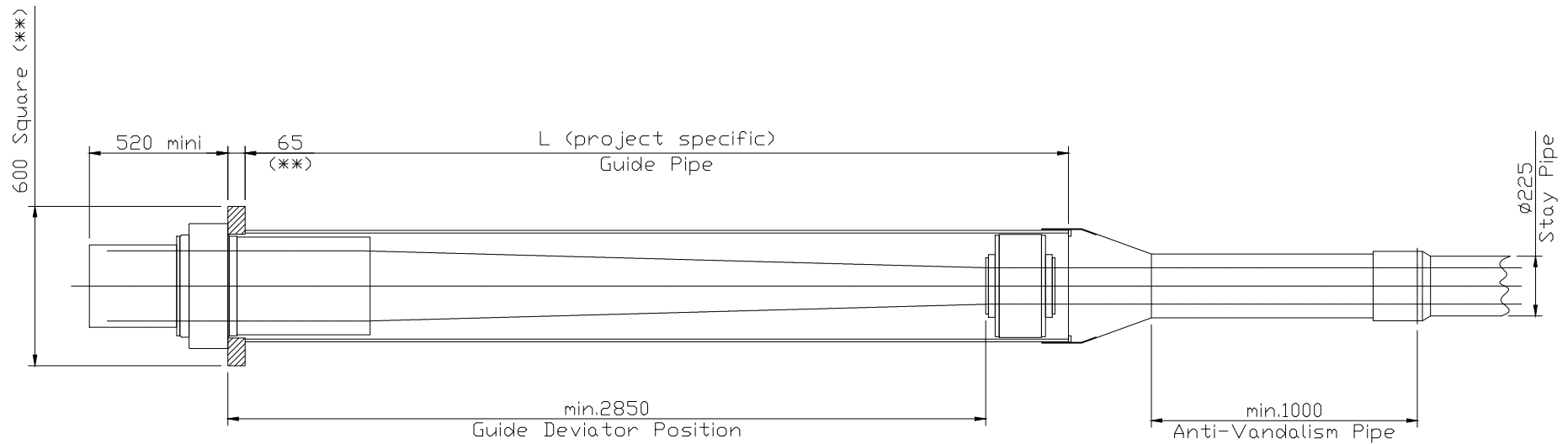
KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR
M3	34
28 - 34	
SKALA GAMBAR	1 : 70

DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	
	PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001	
MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001	
DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL

CATATAN	

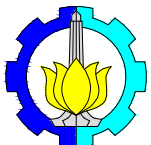


GENERAL ASSEMBLY
STAY CABLE SYSTEM SSI 2000
STRESSING ANCHORAGE DECK DRT 6-61
Ver 1 - 19.03.2002



Dimension according to SSI 2000 standard anchorage

(**) Bearing Plate dimension are valid for nominal concrete strength 45MPa (cube),
36MPa (cylinder) at the time of stressing

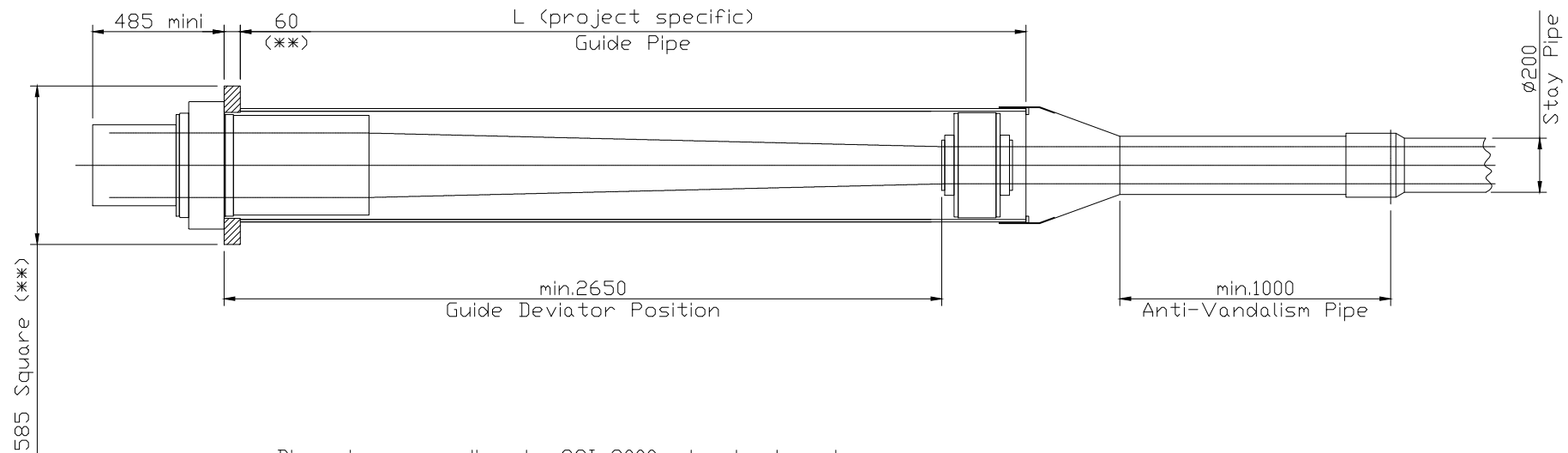


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR		1 : 25		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	

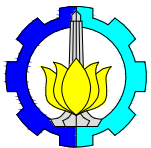


GENERAL ASSEMBLY
STAY CABLE SYSTEM SSI 2000
STRESSING ANCHORAGE DECK DRT 6-55
Ver 1 - 19.03.2002



Dimension according to SSI 2000 standard anchorage

(**) Bearing Plate dimension are valid for nominal concrete strength 45MPa (cube),
36MPa (cylinder) at the time of stressing



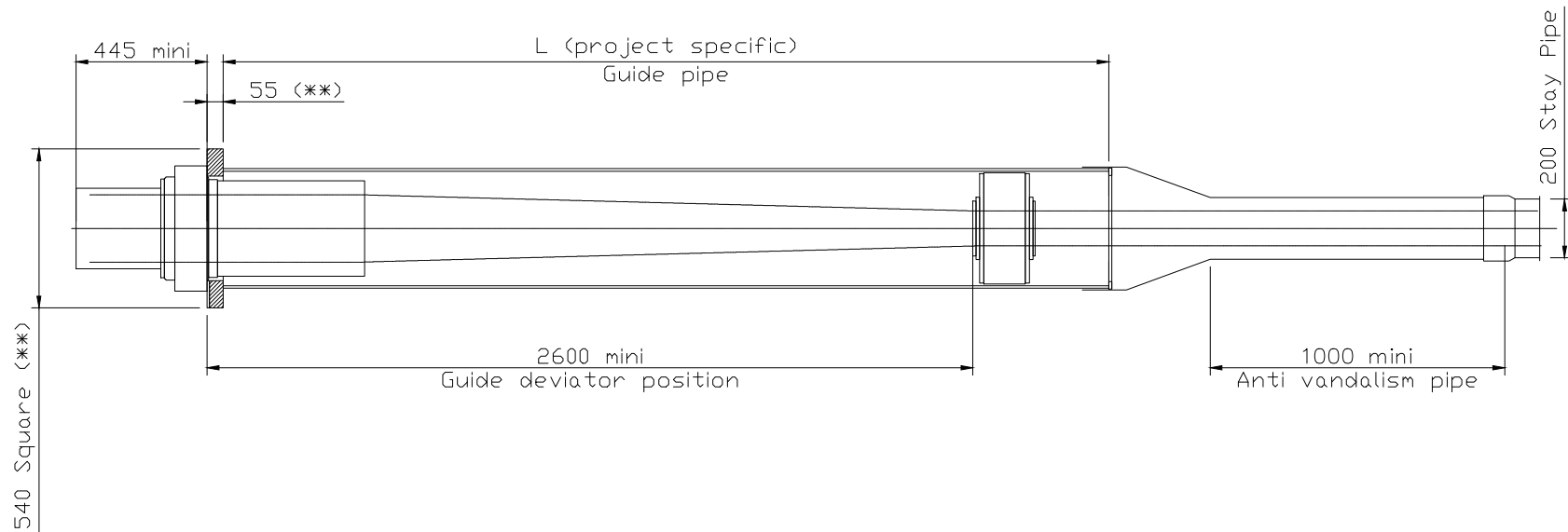
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR		1 : 25		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	



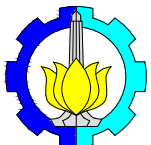
GENERAL ASSEMBLY
STAY CABLE SYSTEM SSI 2000

STRESSING END ANCHORAGE DECK DRT 6-43
Ver 1 - 27.03.2002



Dimension according to SSI 2000 standard anchorage

(**) Bearing Plate dimension are valid for nominal concrete strength 45MPa (cube),
36MPa (cylinder) at the time of stressing

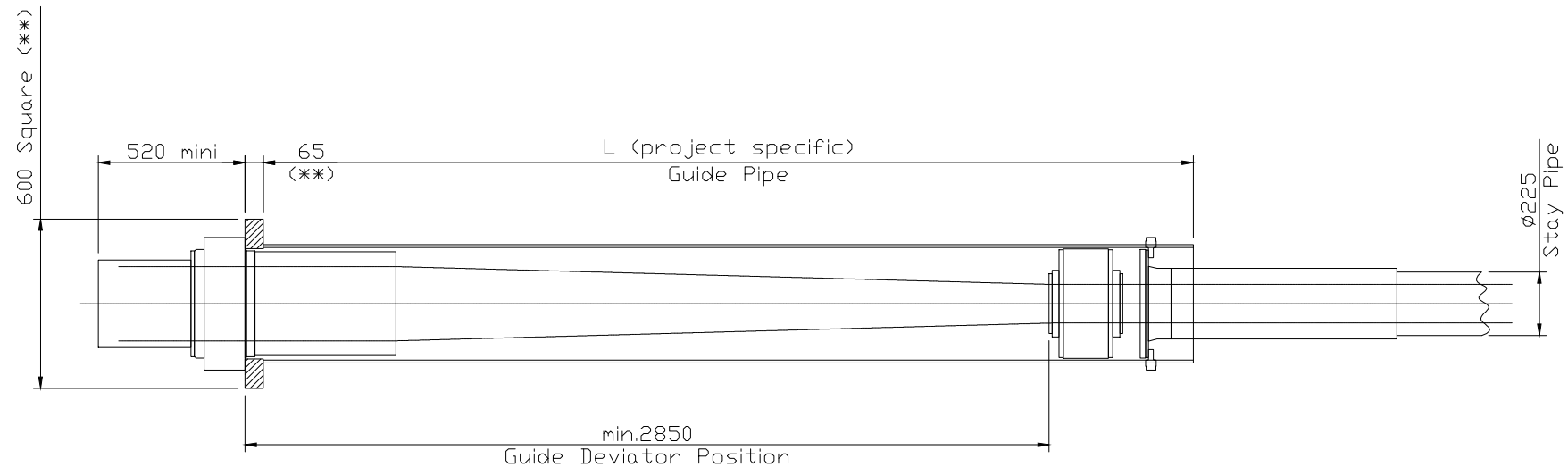


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR		1 : 25		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	

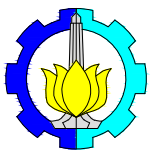


GENERAL ASSEMBLY
STAY CABLE SYSTEM SSI 2000
STRESSING ANCHORAGE PYLON DRT 6-61
Ver 1 - 19.03.2002



Dimension according to SSI 2000 standard anchorage

(**) Bearing Plate dimension are valid for nominal concrete strength 45MPa (cube),
36MPa (cylinder) at the time of stressing

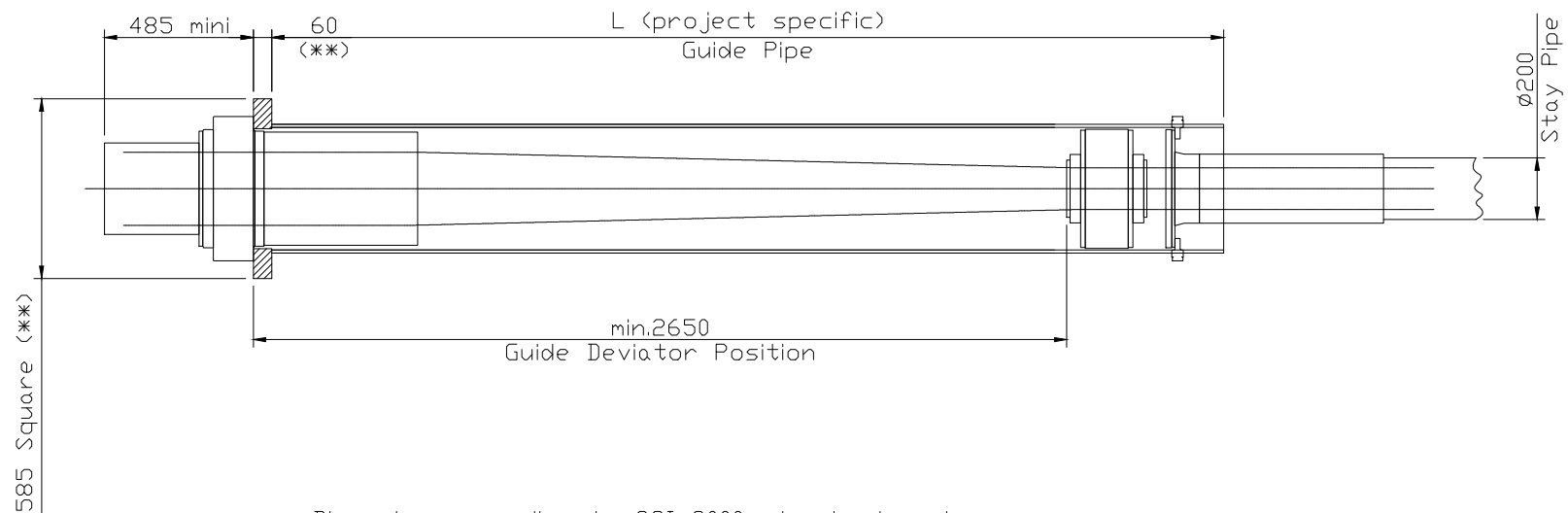


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR		1 : 25		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	

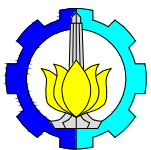


GENERAL ASSEMBLY
STAY CABLE SYSTEM SSI 2000
STRESSING ANCHORAGE PYLON DRT 6-55
Ver 1 - 19.03.2002



Dimension according to SSI 2000 standard anchorage

(**) Bearing Plate dimension are valid for nominal concrete strength 45MPa (cube),
36MPa (cylinder) at the time of stressing



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

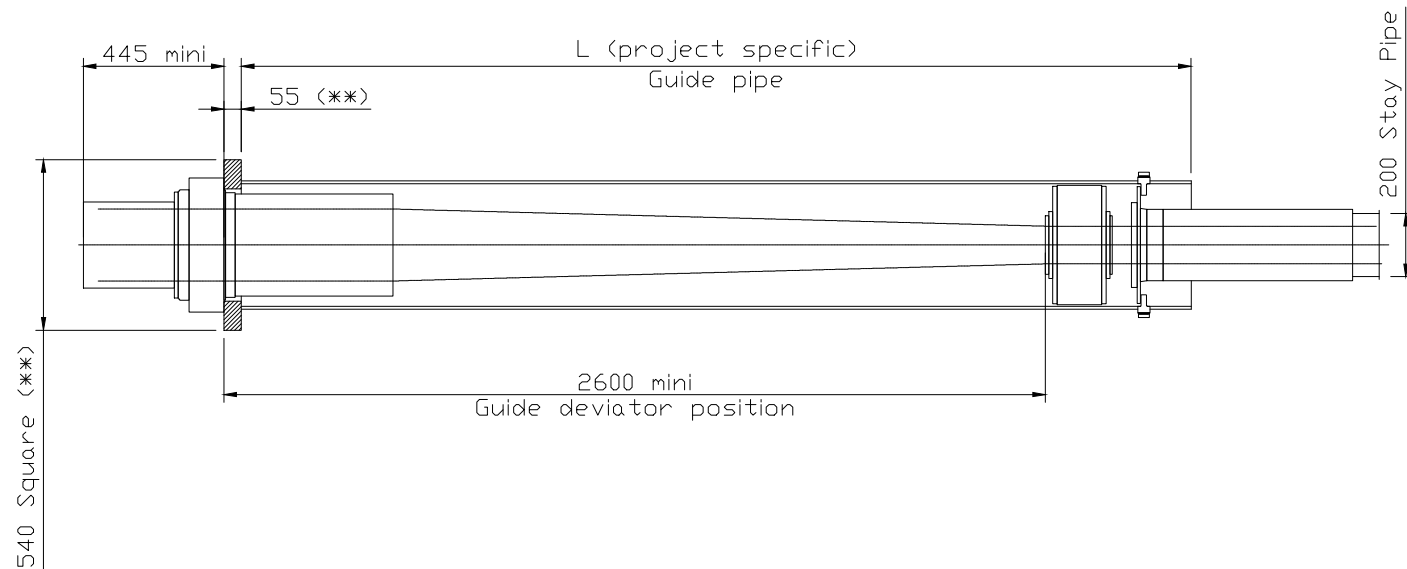
JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR		1 : 25		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	



GENERAL ASSEMBLY
STAY CABLE SYSTEM SSI 2000

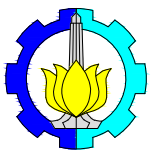
STRESSING END ANCHORAGE PYLON DRT 6-43

Ver 1 - 26.03.2002



Dimension according to SSI 2000 standard anchorage

(**) Bearing Plate dimension are valid for nominal concrete strength 45MPa (cube),
36MPa (cylinder) at the time of stressing



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TA	DESAIN ALTERNATIF JEMBATAN MUSI III MENGGUNAKAN SISTEM MULTI-SPAN CABLE-STAYED DENGAN FISHBONE MODEL	KODE GAMBAR	JUMLAH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	DR. IR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M., MS. NIP. 19550325 198003 1 004	CATATAN	
BIDANG	STRUKTUR	M3	34		PROF. TAVIO, ST., MT., Ph.D. NIP. 19700327 199702 1 001		
PROGRAM	S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	SKALA GAMBAR		MAHASISWA	RIZKY NUGRAHA / 3114 10 6001		
GAMBAR		1 : 25		DIPERIKSA	PARAF	TANGGAL	

BIODATA PENULIS



Penulis yang memiliki nama lengkap Rizky Nugraha lahir di Bogor 20 Desember 1993 yang merupakan putra dari pasangan Hasan dan Ade Hadijah, sekaligus anak ke-4 dari 4 bersaudara. Sebelumnya penulis pernah mengenyam pendidikan di SDN Muaraberes, SMPN 2 Cibinong dan SMAN 2 Cibinong. Setelah menyelesaikan studinya di SMAN 2 Cibinong, Penulis melanjutkan pendidikan di perguruan tinggi Politeknik Negeri Jakarta jurusan Teknik Sipil dengan program studi Diploma III bidang konsentrasi Teknik Sipil yang ditempuh selama 3 tahun dan lulus pada tahun 2014. Pada tahun 2015, Penulis melanjutkan studi ke jenjang sarjana di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dan terdaftar sebagai mahasiswa ITS dengan NRP 3114 106 001. Di Jurusan Teknik Sipil ini, Penulis mengambil bidang studi struktur sebagai Tugas Akhirnya. Apabila ada yang ingin ditanyakan terkait tugas akhir ini dapat menggubungi penulis pada alamat email berikut rizqnugraha@gmail.com.